# MANUALUL INGINERULUI HIDROTEHNICIAN

**

EDITURA TEHNICĂ

# MANUALUL INGINERULUI HIDRO-TEHNICIAN

**Volumul II**

# MANUALUL INGINERULUI HIDRO-TEHNICIAN

## Volumul II


**Coordonatori ai lucrării:**

Prof. dr. doc. ing.
**Dumitru Dumitrescu**
Membru al Academiei Republicii Socialiste România

Conf. ing.
**Radu A. Pop**



EDITURA TEHNICĂ
BUCUREȘTI – 1970

## COLECTIVUL DE AUTORI PENTRU VOL. I și II

1. Conf. dr. ing. **Andrei Silvan**
2. Prof. ing. **Băloiu Vasile**
3. Ing. **Belecciu Stelian**
4. Ing. **Biță Silviu**
5. Prof. dr. ing. **Blitz Emanuel**
6. Ing. **Boeru Spiridon**
7. Ing. **Bogdan Silviu**
8. Prof. ing. **Botea Emil**
9. Ing. **Botzan Marcu**
10. Chim. **Budu Sabin**
11. Ing. **Chiriac Vasile**
12. Ing. **Constantinescu Mihai**
13. Acad. prof. dr. doc. ing. **Dumitrescu Dumitru**
14. Ing. **Filotti Andrei**
15. Ing. **Gaspar Radu**
16. Ing. **Georgescu Ion**
17. Ing. **Glimbovschi Nicolae**
18. Ing. **Guja Veniamin**
19. Ing. **Hareț Andrei**
20. Ing. **Hârjeu Gheorghe**
21. Dr. ing. **Iamandi Constantin**
22. Ing. **Juster Eduard**
23. Dr. ing. **Luca Gheorghe**
24. Ing. **Manoliu Iacint**
25. Prof. ing. **Manoliu Ion**
26. Ing. **Manta Apostol**
27. Ing. **Mirică Gheorghe**
28. Ing. **Mîndru Radu**
29. Ing. **Moraru Nicolae**
30. Prof. **Munteanu A. Stelian**
31. Ing. **Niculescu Constantin**
32. Conf. dr. ing. **Nissim Alexandru**
33. Prof. emerit dr. doc. ing. **Pavel Dorin**
34. Ing. **Perlea Vlad**
35. Ing. **Petrescu Nicolae**
36. Ing. **Pîslărașu Ion**
37. Conf. ing. **Pop A. Radu**
38. Prof. dr. **Popp Nicolae**
39. Prof. dr. ing. **Prișcu Radu**
40. Ing. **Roșianu Valentin**
41. Ing. **Sârbu Enache**
42. Ing. **Stăniculescu Mircea**
43. Conf. dr. ing. **Stăneseu Eugen**
44. Ing. **Stănucă Aurel**
45. Dr. ing. **Teodorescu Ion**
46. **Topor Nicolae**
47. Ing. **Vladimirescu Gheorghe**
48. Prof. dr. ing. **Vladimirescu Ion**
49. Ing. **Vlădescu Dumitru**
50. Dr. ing. **Zahareseu Eugen**
51. Conf. dr. ing. **Wisner Paul**

Redactor: ing. **Radu Ion**
Tehnoredactor: **Ionescu Maria**

# *PREFAȚĂ*

*Dezvoltarea ascendentă a economiei și creșterea nivelului de viață al populației țării noastre, necesită rezolvarea a tot mai numeroase și mai complexe probleme de gospodărire a apelor.*

*Industria, cu o producție care se diversifică și se extinde în ritmuri accelerate, agricultura în plin proces de modernizare, creșterea și urbanizarea centrelor noastre populate, pretind cantități tot mai mari de apă, în proporții importante de calitate superioară. Totodată, apa trebuie protejată împotriva factorilor impurificatori din ce în ce mai numeroși și mai agresivi, iar pentru deplina folosire a teritoriului țării sînt necesare ample lucrări de combatere a efectelor ei dăunătoare.*

*Rezolvarea acestor probleme este îngreuiată de faptul că resursele de apă de care dispunem sînt reduse, chiar comparativ cu alte țări ale Europei, iar repartizarea lor, teritorială și în timp, nu este dintre cele mai corespunzătoare.*

*Manualul inginerului hidrotehnician, elaborat de un numeros grup de specialiști cu o îndelungată experiență, concentrează cunoștințele necesare rezolvării problemelor pe care gospodărirea apelor țării noastre le pune.*

*Manualul este alcătuit din 25 de secțiuni și, în vederea unei utilizări mai comode, este împărțit în două volume.*

*Volumul I cuprinde secțiunile în care se expun bazele teoretice, economice și organizatorice ale hidrotehnicii și secțiunile cu cele mai importante și frecvent folosite construcții hidrotehnice și mașini hidraulice.*

*Volumul II este constituit din secțiunile în care se expun toate amenajările hidrotehnice prin care folosim apa, o protejăm împotriva agenților care o pot degrada sau îi combatem efectele nocive.*

*În acest fel, grupînd la început elementele comune, a fost posibilă evitarea expunerii lor repetate, în secțiunile consacrate diferitelor amenajări hidrotehnice.*

*Manualul este destinat pentru a folosi, în primul rînd, în munca de proiectare. S-au evitat expuneri și demonstrații strict teoretice și s-au citat numeroase tratate, în bibliografiile secțiunilor, pentru informații suplimentare.*

*Prin materialele concrete pe care le conține și prin privirea de ansamblu pe care o face posibilă, asupra domeniului gospodăririi apelor, Manualul poate fi de o deosebită utilitate și acelora care muncesc pe șantierele sau în întreprinderile de exploatare a lucrărilor hidrotehnice, specialiștilor din activitatea de cercetare științifică, precum și cadrelor didactice și studenților din învățămîntul superior.*

*În felul acesta, Manualul inginerului hidrotehnician acoperă o lipsă resimțită a literaturii noastre de specialitate, bogată totuși în lucrări valoroase, dar care nu expun, nici una, în ansamblu, aspectele atît de numeroase ale hidrotehnicii. Lucrările străine pot avea numai o eficiență limitată, datorită răspîndirii lor restrînse și, în special, din cauza numeroaselor*

*necorespondențe cu stările locale, inclusiv cu prescripțiile în uz, multe cu caracter-obligatoriu.*

*Subliniem prezența în Manual a unor secțiuni în care se tratează aspecte încă neabordate de literatura noastră — cititorii avertizați le pot identifica — precum și o oarecare autonomie a secțiunilor, în special în ceea ce privește notațiile, nepropunîndu-ne —cel puțin în această primă prezentare — să realizăm o omogenizare a unor diversificări uzuale.*

*Manualul inginerului hidrotehnician, prima lucrare de acest fel din România, diferind de lucrările similare străine, poate fi desigur îmbunătățit. Vom fi recunoscători cititorilor care vor binevoi să ne pună la îndemînă sugestiile lor, în acest scop.*

Coordonatorii

**CUPRINSUL MANUALULUI**

*Volumul I*

**Bazele hidrotehnicii**

Secţiunea I. Proprietăţile apei
Secţiunea II. Hidrologie şi meteorologie
Secţiunea III. Hidraulica
Secţiunea IV. Geotehnica construcţiilor hidrotehnice
Secţiunea V. Gospodărirea apelor
Secţiunea VI. Protecţia calităţii apelor
Secţiunea VII. Calcule economice în hidrotehnică
Secţiunea VIII. Organizarea şi legislaţia în domeniul hidrotehnic

**Construcţii hidrotehnice şi maşini hidraulice**

Secţiunea IX. Captări de apă de suprafaţă
Secţiunea X. Baraje de acumulare
Secţiunea XI. Maşini hidraulice
Secţiunea XII. Fundaţii pentru construcţiile hidrotehnice
Secţiunea XIII. Materiale pentru construcţiile hidrotehnice

*Volumul II*

**Amenajări hidrotehnice**

Secţiunea XIV. Corectarea torenţilor şi combaterea eroziunii terenurilor
Secţiunea XV. Regularizări de rîuri
Secţiunea XVI. Căi navigabile interioare
Secţiunea XVII. Porturi interioare şi maritime
Secţiunea XVIII. Amenajări hidroenergetice
Secţiunea XIX. Îndiguiri
Secţiunea XX. Desecări
Secţiunea XXI. Irigaţii
Secţiunea XXII. Amenajări piscicole
Secţiunea XXIII. Amenajări stuficole
Secţiunea XXIV. Alimentări cu apă
Secţiunea XXV. Canalizări
Index alfabetic

## CUPRINSUL VOLUMULUI II

**PARTEA A TREIA. Amenajări hidrotehnice**


| | | |
|---|---|---|
| Secţiunea XIV. | Corectarea torenţilor şi combaterea eroziunii terenurilor | 11 |
| Secţiunea XV. | Regularizări de râuri | 77 |
| Secţiunea XVI. | Căi navigabile interioare | 153 |
| Secţiunea XVII. | Porturi interioare şi maritime | 213 |
| Secţiunea XVIII. | Amenajări hidroenergetice | 283 |
| Secţiunea XIX. | Îndiguiri | 487 |
| Secţiunea XX. | Desecări | 551 |
| Secţiunea XXI. | Irigaţii | 633 |
| Secţiunea XXII. | Amenajări piscicole | 727 |
| Secţiunea XXIII. | Amenajări stuficole | 775 |
| Secţiunea XXIV. | Alimentări cu apă | 825 |
| Secţiunea XXV. | Canalizări | 945 |
| Index alfabetic | | 1137 |

# PARTEA A TREIA

# AMENAJĂRI HIDROTEHNICE

SECȚIUNEA XIV

# CORECTAREA TORENȚILOR ȘI COMBATEREA EROZIUNII TERENURILOR

Prof. **S. A. Munteanu**
Ing. **R. Gaspar,**
Prof. **V. Băloiu**

**CUPRINS**


1. Generalităţi (Prof. S. A. Munteanu şi Ing. R. Gaspar) . . . . . 13
2. Studii necesare în cunoaşterea proceselor torenţiale şi de eroziune a terenurilor (Prof. S. A. Munteanu şi Ing. R. Gaspar) . . . . . 14
   2.1. Studii hidrometeorologice . . . . . 15
   2.2. Cartarea terenurilor erodate . . . . . 17
   2.3. Studii hidrologice . . . . . 17
   2.4. Studiul staţiunilor . . . . . 26
3. Rolul şi clasificarea lucrărilor de corectare a torenţilor şi de combatere a eroziunii terenurilor (Prof. S. A. Munteanu şi Ing. R. Gaspar) . . . . . 28
4. Lucrări de amenajare a versanţilor bazinelor hidrografice torenţiale (Prof. V. Băloiu, Prof. S. A. Munteanu şi Ing. R. Gaspar) . . . . . 28
   4.1. Stabilirea folosinţelor terenurilor . . . . . 28
   4.2. Organizarea teritorială a folosinţelor . . . . . 30
   4.3. Lucrări agrotehnice antierozionale . . . . . 31
   4.4. Împăduriri . . . . . 32
   4.5. Lucrări hidrotehnice de regularizare a scurgerii pe versanţi . . . . . 33
5. Lucrări de amenajare a albiilor torenţilor (Prof. S. A. Munteanu şi Ing. R. Gaspar) . . . . . 40
   5.1. Stabilirea şi clasificarea generală a lucrărilor . . . . . 40
   5.2. Lucrări biologice . . . . . 42
   5.3. Lucrări hidrotehnice transversale . . . . . 42
   5.4. Lucrări hidrotehnice longitudinale . . . . . 53
   5.5. Dimensionări hidraulice . . . . . 58
   5.6. Dimensionarea statică a barajelor . . . . . 65
6. Prevenirea şi stăvilirea alunecărilor de teren (Prof. V. Băloiu) . . . . . 71
7. Întreţinerea şi paza lucrărilor (Prof. V. Băloiu) . . . . . 73

*Bibliografie* . . . . . 73

# 1. GENERALITĂȚI

Prin noțiunea de *torent* se înțelege un curs natural de apă cu scurgere intermitentă (rar cu scurgere în tot timpul anului) și cu bazin hidrografic relativ redus, dar cu pante mari și neregulate, a cărui caracteristică hidrologică principală constă în faptul că, în urma ploilor mari sau a topirii rapide a zăpezilor, prezintă creșteri bruște, violente și de scurtă durată ale debitului lichid însoțite, în general, de intense fenomene de eroziune, de transport de aluviuni și de sedimentare. Creșterea bruscă pînă la valori apreciabile a debitului lichid și solid în rețeaua hidrografică poartă numele de *proces torențial* (sau *viitură torențială*); într-o accepțiune mai restrînsă, prin noțiunea de proces torențial se înțelege numai creșterea bruscă, violentă și de scurtă durată a debitului lichid. De multe ori în noțiunea de proces torențial se include și eroziunea torențială.

Prin noțiunea de *teren erodat* se va înțelege aici un teren care datorită eroziunii a devenit parțial sau total neproductiv. În sens larg, *eroziunea* reprezintă procesul prin care particulele de sol și rocă sînt desprinse, antrenate, transportate și sedimentate sub acțiunea apelor curgătoare sau a altor agenți de modelare a scoarței terestre (vîntul, apa mării, ghețarii). În sens restrîns, prin *eroziune* se înțeleg numai fenomenele de desprindere și antrenare de pe o porțiune de teren dată, a particulelor de sol și rocă. În funcție de panta terenului, de lungimea versantului măsurată pe linia de cea mai mare pantă, de caracteristicile fizico-biologice ale solului, de natura și densitatea învelișului vegetal, de regimul de precipitații etc., eroziunea se poate dezvolta ca un proces lent, nesesizabil de către om, care nu conduce, practic, la micșorarea capacității de producție a solului: acesta, prin procesul continuu de formare și înnoire, își reface mereu stratul superficial pierdut, astfel că între procesul de eroziune și cel de solificare se realizează un oarecare echilibru; în acest caz, eroziunea se numește *normală* (lentă). Dacă, dimpotrivă, procesul de solificare este mai lent decît cel de eroziune, orizonturile superioare ale solului sînt îndepărtate treptat pînă cînd sînt spălate total, eroziunea putînd avansa și în roca subjacentă; în acest caz, eroziunea se numește *accelerată* (rapidă) și are consecințe deosebit de păgubitoare pentru fertilitatea solului.

Din punctul de vedere al modului în care este îndepărtat solul (respectiv, substratul petrografic) se disting: *eroziune în suprafață* (*plană* sau *difuză*) care se manifestă pe porțiunile oarecum plane ale versanților, drept consecință a scurgerii disperse (difuze), și *eroziune în adîncime* (liniară sau torențială), care se produce pe direcțiile de concentrare în șiroaie sau șuvoaie a apelor de scurgere superficială. Conceptul de *eroziune în suprafață* reprezintă un model mult simplificat al eroziunii accelerate deoarece în natură ambele feluri de eroziune în suprafață și în adîncime, se manifestă combinat și sub forme greu de diferențiat în mod net.

Eroziunea în adîncime (torențială) conduce la forme de teren caracteristice denumite *formații torențiale*: *rigole de șiroire* (dacă adîncimea este sub 0,50 m),

*ogașe* (cînd adîncimea este între 0,50 și 2,00 m) și *ravene* (cînd adîncimea este mai mare de 2,00 m). Evident, acestea nu reprezintă altceva decît stadii delimitate convențional în cadrul unui proces continuu de modelare a reliefului prin eroziune, de la forma cea mai elementară — rigola efemeră — pînă la excavațiile enorme ce conturează bazinele hidrografice ale cursurilor de apă permanente.

Între procesul torențial și cel de eroziune există o strînsă interdependență, în limitele unui bazin torențial: primul îl determină în anumite condiții favorabile pe cel de-al doilea, iar acesta, la rîndul lui, furnizează material aluvionar cu care apa se încarcă, amplificînd efectele distructive ale scurgerilor torențiale și prejudiciile aduse de aceste scurgeri. Această interdependență constituie elementul principal care conduce la aplicarea unei tehnici, principial unitare, de luptă împotriva proceselor respective în cuprinsul unui bazin torențial dar, evident, cu anumite particularități privind alegerea mijloacelor de combatere după însăși particularitățile generate în principal fie de procesul torențial, fie de procesul de eroziune. Aceste particularități au condus la două acțiuni practice înrudite între ele, dar cu specific propriu:

— *corectarea torenților*, ca acțiune de combatere a proceselor torențiale și a consecințelor acestora;

— *ameliorarea terenurilor erodate*, ca acțiune de combatere a eroziunii și de refacere și ridicare a fertilității terenurilor erodate.

În limitele unui bazin hidrografic, acțiunea de corectare are la bază concepția unitară a *„sistematizării* (organizării) *hidrologice a bazinului"*. Principiul fundamental al acestei sistematizări constă în determinarea rolului pe care îl are în formarea viiturilor, fiecare suprafață de teren din bazin care prezintă caracteristici diferite și în stabilirea celor mai corespunzătoare folosințe și lucrări agrotehnice, silvice și hidrotehnice astfel ca prin îmbinarea judicioasă a acestora în cadrul soluției tehnice, să se obțină *în primul rînd* o diminuare cît mai accentuată a viiturilor torențiale. Evident, la stabilirea soluțiilor tehnice trebuie să se țină seama nu numai de concluziile studiului cadrului natural (studii hidrologice și staționale), ci și de acele cerințe social-economice a căror satisfacere este obligatorie. Pe această linie, se ia în considerație *„organizarea antierozională a teritoriului"* care, în esență, constă din repartizarea teritoriului pentru folosințele cele mai corespunzătoare din punctul de vedere al protecției solului împotriva eroziunii și al valorificării terenurilor erodate, în funcție de condițiile naturale și cele agro-economice cuprinse în planul de stat.

Studiul sistematizării hidrologice a unui bazin torențial trebuie să ia în considerație întregul teritoriu cuprins între limitele cumpenei apelor indiferent de starea de eroziune a solului pe diversele porțiuni din bazin, de folosințe și de natura proprietății. Torentul constituie o unitate naturală bine individualizată care, datorită caracteristicilor hidrologice, geologice și geomorfologice ale bazinului, impune rezolvarea unor probleme speciale de scurgere și mai ales, de concentrarea apei, mult mai complicate decît cele de pe un simplu teren erodat. De aici rezultă necesitatea coordonării măsurilor și lucrărilor de corectare a torenților și combatere a eroziunii terenurilor între sectorul forestier și sectorul agricol, oriunde aceste sectoare își interferează acțiunile în cadrul aceluiași bazin torențial.

## 2. STUDII NECESARE ÎN CUNOAȘTEREA PROCESELOR TORENȚIALE ȘI DE EROZIUNE A TERENURILOR

Geneza și evoluția proceselor torențiale și de eroziune precum și soluțiile tehnice de combatere a acestor procese sînt condiționate de particularitățile litologice ,strati-

grafice, morfologice, hidrometeorologice, fito-edafice și social-economice specifice bazinelor respective, pentru cunoașterea cărora proiectarea efectuează studii de teren, de laborator și de birou.

## 2.1. STUDII HIDROMETEOROLOGICE

În studiile și proiectele de corectare a torenților interesează în mod deosebit *ploile torențiale*, în vederea determinării scurgerii de suprafață, a debitelor maxime pluviale și a transportului de aluviuni. În acest scop, dacă se dispune de observații sistematice asupra înălțimii stratului de precipitații $H$ și duratei ploilor $t$, pe perioade mai mari de 15 ani, înălțimea și durata la diferite asigurări se obțin prin aplicarea metodelor statistice. Se determină, pentru fiecare caz, asigurarea cu ajutorul unei relații empirice de calcul al probabilității (de exemplu relația XIV.2). Prin folosirea curbelor teoretice de asigurare se poate stabili valoarea parametrilor ploii la asigurări mai mici decît cele pentru care se obțin înregistrări directe.

Lipsa observațiilor directe a condus la elaborarea unor metode generale de stabilire a parametrilor ploilor torențiale. O astfel de metodă, folosită pe scară largă este cea elaborată de G. A. Alecseev, adaptată la condițiile țării noastre de G. Platagea, după care intensitatea medie $i$, în mm/min, a unei ploi cu o anumită asigurare $p\%$ și avînd o anumită durată $t$, în min, se obține cu formula :

$$i = \frac{A + B \lg N}{(t + 1)^n}, \qquad \text{(XIV.1)}$$

în care $A$ și $B$ sînt parametrii torențiali constanți pentru stația meteorologică dată, $N$ — perioada de repetiție, în ani, iar $n$ — indicele de reducere a intensității ploii torențiale.

Legătura între intensitatea medie a ploii $i$ și durata acesteia $t$, la diverse asigurări se poate deduce și cu ajutorul procedeului grafoanalitic elaborat de A. Apostol și A. Mărcoiu [17 și 18]. Pe scurt, stabilirea corelației $H = f(t)$ la diverse asigurări cu ajutorul acestui procedeu, se face astfel :

— se întocmește șirul statistic descrescător al precipitațiilor maxime anuale în 24 h înregistrate într-o perioadă de cel puțin 15 ani la stația meteorologică cea mai reprezentativă pentru bazinul respectiv și se calculează asigurarea $p\%$ a fiecărui termen al șirului cu formula :

$$p\% = \frac{m - 0{,}3}{n + 0{,}4} 100, \qquad \text{(XIV.2)}$$

în care $m$ este numărul curent al termenului în șir, iar $n$ — numărul total al termenilor șirului ;

— pe un grafic special (fig. XIV.1) cu patru cadrane numerotate ca la cercul trigonometric, sînt trasate în cadranul *III* curbe corespunzătoare diverselor asigurări folosite în calcule practice, iar în cadranul *IV* — curbele de asigurare pentru durata $t$ a ploilor avînd $H$ egal cu 10, 20, 30, 50 și 100 mm pe regiuni climatice (pentru teritoriul țării noastre au fost stabilite 5 regiuni climatice) ;

— cu valorile șirului statistic amintit se reprezintă în cadranul II curba $H = f(p\%)$ care se prelungește în ambele sensuri ;

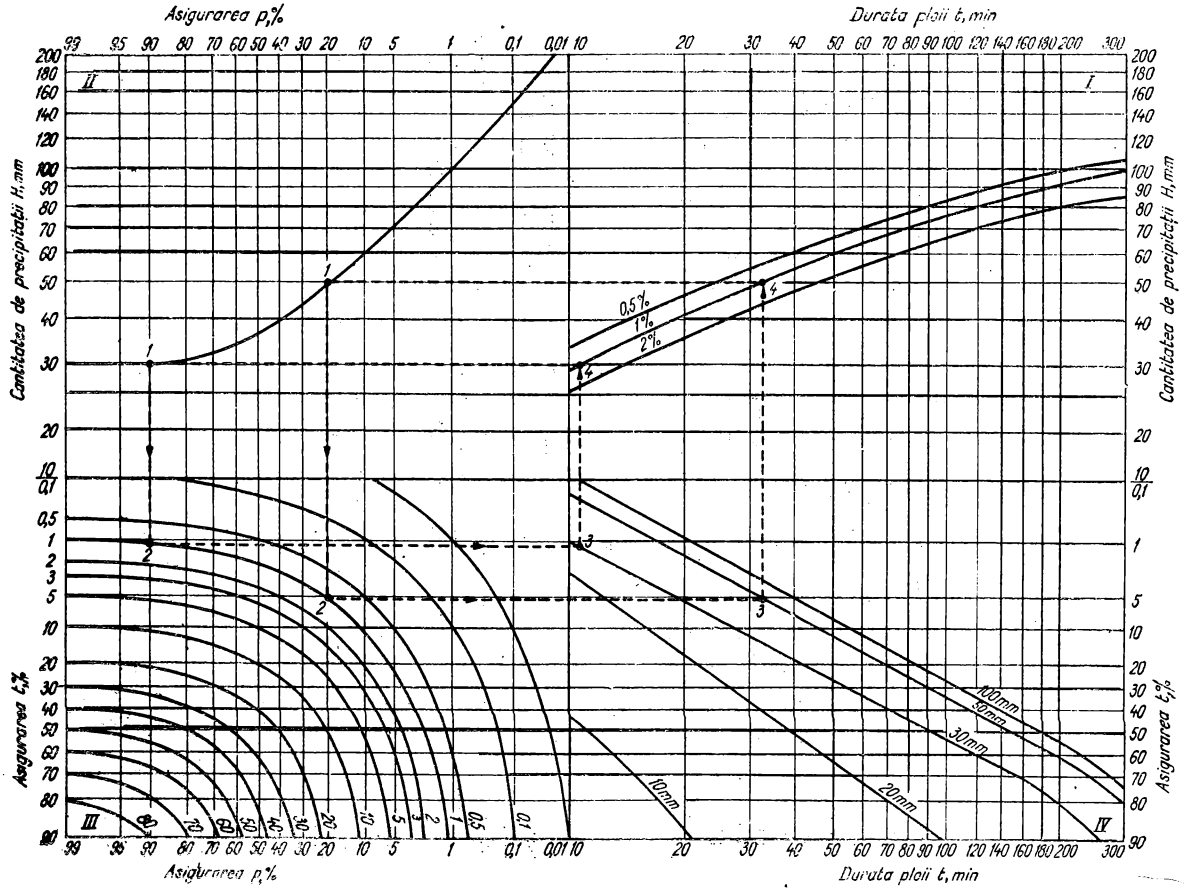



Fig. XIV. 1. Procedeu grafoanalitic pentru determinarea relației dintre precipitații $H$, în mm și durata acestora $t$, în min, la diverse asigurări $p\%$ (după A. Apostol). Curbele din cadranul IV sînt valabile pentru regiunea climatică I, din Republica Socialistă România [1 și 18].

— prin intermediul curbelor din cadranul *III*, punctele ce reprezintă precipitațiile *H* egale cu 10, 20, 30, 50 și 100 mm de pe curba din cadranul *II* se transpun pe curbele corespunzătoare din cadranul *IV*;

— în final, se construiește, în cadranul *I*, curba H = $f(t)$ la asigurarea dorită prin unirea punctelor ce se obțin în acest cadran la intersecția ordonatelor ridicate din punctele de pe curbele $t = f(H)$ din cadranul *IV* cu abscisele corespunzătoare precipitațiilor de 10, 20, 30, 50 și 100 mm. În fig. XIV.1 sînt trasate în cadranul *IV* curbele $t = f(H)$ pentru regiunea climatică *I*, care pot fi folosite cu aproximație în studii cu caracter informativ pentru întregul teritoriu al Republicii Socialiste România.

## 2.2. CARTAREA TERENURILOR ERODATE

Prin comparație cu solurile *normale* (soluri neafectate de procese de eroziune accelerată) se stabilește gradul de *eroziune în suprafață* al solurilor de pe terenurile ce se cartează. Curent, se folosesc: clasificarea pe 5 *grade* de eroziune (tabelul XIV.1) sau clasificarea pe 3 *grupe* de eroziune (grupa *A* = gradele *1* + *2*, grupa *B* = gradul *3* și grupa *C* = gradele *4* + *5*). Cartarea terenurilor cu eroziune în adîncime se face după adîncimea și desimea formelor de teren rezultate prin eroziune: rigole de șiroire, ogașe mici, mijlocii, și mari, ravene mici și mari etc. (v. tabelul 3.2 din [17]).

Cartarea se extinde și asupra terenurilor constituite din sedimente recente, nesolificate (aluvii, deluvii, coluvii, proluvii), asupra stîncăriilor acoperite în parte cu petece de sol, asupra terenurilor în surpare sau în alunecare, în fiecare caz trebuind să se precizeze suprafața afectată de aceste fenomene, gradul de acoperire cu vegetație și natura acesteia etc.

## 2.3. STUDII HIDROLOGICE

Obiectul acestor studii constă în stabilirea debitului maxim de anumite asigurări în condițiile bazinului hidrografic dat, a scurgerii de suprafață, a volumului aluviunilor antrenate din bazin etc.

Asigurările debitelor maxime se stabilesc conform STAS 5576-63 și STAS 4068-62, în funcție de clasa de importanță a lucrărilor care se proiectează.

Deoarece în cazul torenților nu se dispune de măsurători sistematice care să permită aplicarea unor metode directe sau prelucrări statistico-matematice bazate pe șiruri de debite maxime anuale înregistrate pe perioade lungi de timp în bazinul dat (STAS 4068-62 etc.). „Normativul de proiectare" [17] indică folosirea unor metode indirecte pentru calculul debitelor maxime: metoda *paralelogramelor de scurgere*, formula D.L. Sokolovski, formula E.V. Boldakov simplificată, formula M. Constantinescu, metoda *expeditionară*.

Pentru calculul debitului lichid maxim se poate folosi și metoda *hidrografelor elementare*, propusă de R. Gaspar [11], variantă a metodei cunoscută în literatura noastră hidrologică sub denumirea de metoda *paralelogramelor de scurgere* [1 și 17], sau de metoda *zonelor de acumulare* [19].

*Tabelul XIV.1*

**Cheia de determinare a gradelor de eroziune a solului în suprafață**

(după C. D. Chiriță)

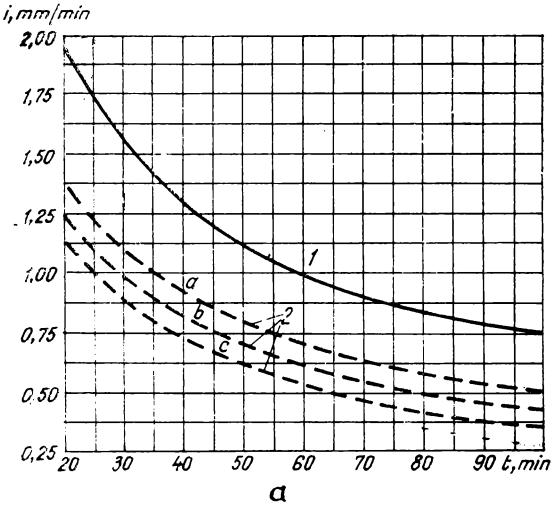
| Gradul de eroziune | Tipul de sol | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Cernoziom | Brun de pădure<br>Brun roșcat<br>Cernoziom degradat | Podzoluri | Soluri în curs de formare |
| 1<br>Eroziune imperceptibilă | Nu se constată în mod practic procesul de eroziune | | | |
| 2<br>Eroziune moderată | S-a erodat pînă la 50% din orizontul $A$[1] | | S-a erodat pînă la 50% din orizontul $A_1$ | S-a erodat pînă la 50% din orizontul $A$ |
| 3<br>Eroziune puternică | Orizontul $A$ erodat în întregime. Apare la suprafață orizontul $A/C$ | Orizontul $A$ erodat în întregime. Apare la suprafață orizontul $A/B$ | Orizontul $A_1$ erodat în întregime. Apare la suprafață orizontul $A_2$ | S-a erodat mai mult de 50% din orizontul $A$, însă nu s-a ajuns la orizontul de trecere la rocă |
| 4<br>Eroziune foarte puternică | S-a erodat peste 50% din orizontul $A/C$ și apare la suprafață din loc în loc orizontul $C$ | S-a erodat în întregime orizontul $A/B$. Apare la suprafață orizontul $B_1$ | S-a erodat în întregime orizontul $A_2$. Apare la suprafață orizontul $B_1$ | S-a erodat în întregime orizontul cu humus și apare la suprafață orizontul de trecere spre rocă |
| 5<br>Eroziune excesivă | S-a erodat peste 50% din orizontul $C$. În unele locuri apare roca | S-a erodat în întregime orizontul $B_1$ și parte din orizontul $B_2$. În unele locuri apare roca | | S-a erodat în întregime orizontul de trecere și apare roca la suprafață |

[1]) Pentru definițiile orizonturilor A, $A_1$, A/C etc,, vezi lucrarea ,,Pedologie generală'' de C.D. Chiriță, Editura Agro-Silvică, București, 1955.

Pe scurt, metoda *hidrografelor elementare* [11] constă în următoarele :

— se trasează curba de variație a intensității medii a ploii $i$ în funcție de durata ploii $t$, la asigurarea dată, $i = f(t)$, cu ajutorul procedeului Apostol-Mărcoiu sau a formulei lui A. Alecseev cu adaptările lui G. Platagea (v. Subcap. 2.1), (fig. XIV, 2, *a*) ;

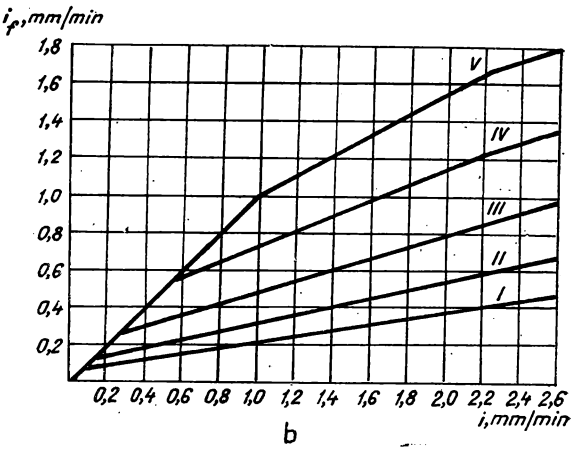
— se împarte suprafața bazinului torentului în parcele, cît mai omogene sub raportul factorilor care condiționează scurgerea, delimitate după linii de separație a apelor și




a

Fig. XIV.2. Curbele de variație ale intensității ploii și ploii nete într-un bazin dat:

*a* — variația intensității ploii și ploii nete; *b* — curbele intensității infiltrației în funcție de intensitatea ploii și de categoria de permeabilitate a terenului (*I, II, III, IV, V*) după D.L. Armand [19]; *1* — curba relației $i = f(t)$; *2* — curbele relației $i_n = f(t)$ în funcție de permeabilitatea terenului (*a, b, c*).




b

avînd scurgerea directă la rețeaua hidrografică. În fiecare parcelă se stabilesc valori medii ponderate pentru : coeficientul de rugozitate $\gamma$ al suprafeței versantului (tabelul XIV. 2), panta $\vartheta$, capacitatea de interceptie și stocaj $Z$ (tabelul XIV.3) și se trasează curba de variație a intensității infiltrației $i_f$, respectiv a intensității ploii nete $i_n = i - i_f$, în funcție de durata și intensitatea ploii și categoria de permeabilitate a terenului (fig. XIV. 2);

*Tabelul XIV.2*

**Valorile coeficientului de rugozitate $\gamma$ din formula lui Bazin:** $C = 87/(1 + \gamma/\sqrt{R})$

| Nr. crt. | Caracteristicile suprafeței terenului și vegetației | $\gamma$ |
|---|---|---|
| 1 | Teren neted, stîncă | 1 |
| 2 | Teren neted, slab înierbat | 1 — 2 |
| 3 | Teren cu iarbă măruntă, pășune | 2 — 4 |
| 4 | Teren cu iarbă înaltă, fineață | 4 — 8 |
| 5 | Arături după curba de nivel | 8 — 10 |
| 6 | Teren cu tufărișuri dese (numai pentru suprafața efectiv acoperită) | 8 — 12 |
| 7 | Pădure rară, înierbată, pășunată | 4 — 6 |
| 8 | Pădure înierbată, nepășunată | 6 — 8 |
| 9 | Pădure deasă cu litieră în petece | 8 — 10 |
| 10 | Pădure cu subarboret și litieră (dealuri) sau numai cu litieră (munte) în strat continuu | 12 — 16 |

— se calculează pentru fiecare parcelă, la ploaia de durată $t$ luată în considerație, debitul maxim care se poate realiza în secțiunea de calcul a parcelei, cu formula : $Q = 0{,}167\ F\ \frac{t_e}{t_c}\ i_n$ [m³/s], în care $F$ este suprafața parcelei, în ha, $t_e$ și $t_c$ în min și $i_n$, în mm/min ; $t_e = t - \frac{Z + I_0}{i}$, în care $Z$ și $I_0$ [mm], sînt stratul de precipitații interceptate și respectiv infiltrate în perioada din ploaie în care nu are loc scurgere ($t_e \leqslant t_c$);

— se determină timpul de scurgere pe rețeaua hidrografică ; în acest scop se stabilesc secțiunile reprezentative pe rețea ; în funcție de bazinul de recepție aferent fiecărei secțiuni, de ploaia de asigurare $p\%$ și de durata $t = T_c$, în care $T_c$, este timpul de concentrare a scurgerii din întregul bazin, se determină în primă aproximație debitele de vîrf care se scurg prin aceste secțiuni, cu formula $Q = 0{,}167\ F i'_n$.

Cunoscînd debitele și dimensiunile secțiunilor a căror formă se asimilează cu trapezele, se determină cu ajutorul nomogramelor (v. fig. XIV. 43, *f*) suprafața udată și viteza medie în secțiune, respectiv timpul de scurgere între secțiuni ;

*Tabelul XIV.3*

**Capacitatea de retenţie a vegetaţiei şi de stocaj a suprafeţei terenului *Z***

(preluc rare după E. V. Boldakov şi C. Arghiriade — P. Abagiu)

| Nr. crt. | Caracteristicile suprafeţei terenului şi vegetaţiei | *Z* mm |
|---|---|---|
| 1 | Teren neted, fără vegetaţie, stîncă | 1 |
| 2 | Teren neted, slab înierbat | 2— 3 |
| 3 | Teren cu mici neregularităţi la suprafaţă, slab înierbat (păşune degradată); plantaţie sub 5 ani cu teren înierbat | 3— 6 |
| 4 | Teren bine înierbat (păşune bună), pădure tînără (nuieliş, prăjiniş) cu consistenţa plină | 5— 8 |
| 5 | Fîneaţă cu vegetaţie foarte abundentă: pădure de vîrstă mijlocie, consistenţă plină, litieră | 8—12 |
| 6 | Pădure bătrînă, consistenţă plină, subarboret (deal) şi litieră continuă | 12—18 |

— se calculează pentru fiecare parcelă timpul de concentrare a scurgerii $t_c = t_v + t_a$ [min], în care $t_v$ este timpul de scurgere pe versant şi $t_a$ — timpul de scurgere pe albie, amonte de secţiunea de calcul a parcelei; $t_v$ se obţine luînd în consideraţie viteza medie pe versant, calculată cu relaţia lui Chézy-Bazin, în funcţie de grosimea maximă a stratului care se scurge $h \approx t_v\, k\, i_n$, unde $k$ este coeficientul de concentrare în şuvoaie a scurgerii pe versant;

— se construieşte pentru fiecare parcelă hidrograful elementar de viitură, reprezentat schematic printr-un triunghi ($t_c = t_e$) sau trapez ($t_c \neq t_e$), (fig. XIV, 3, *a*); dacă se ia ca origine a timpului începutul ploii, fiecare hidrograf elementar este decalat faţă de origine cu timpul $t_0$ în care nu se produce scurgere şi cu timpul $t_A$ cît durează scurgerea între secţiunea de calcul a parcelei şi secţiunea de calcul a bazinului.

Hidrograful viiturii se construieşte prin cumularea (pe cale grafică) a debitelor din fiecare hidrograf elementar, care corespund la acelaşi moment de timp, din 5 în 5 min sau din 10 în 10 min (fig. XIV, 3, *b*).

Pentru fiecare ploaie de calcul se determină, în acest mod, hidrograful de viitură, iar din curba de variaţie a maximelor hidrografelor se stabileşte cel mai mare debit care se poate realiza la ploaia de asigurare dată.

*Evaluarea transportului de aluviuni* poate fi făcută prin cîteva metode empirice cum sînt, de exemplu, cele recomandate de B. V. Poliakov, I. I. Herheulidze, S. Gavrilovici, M. Moţoc [19], R. Gaspar — A. Apostol [17] ş.a. Rezultatele obţinute trebuie privite numai ca orientative, pînă în prezent neajungîndu-se la o metodă de calcul comparabilă ca exactitate cel puţin cu metodele indirecte folosite pentru debitul lichid. Metoda propusă de R. Gaspar — A. Apostol, deşi aproximativă şi ea, totuşi ca structură se apropie mai mult de fenomenul

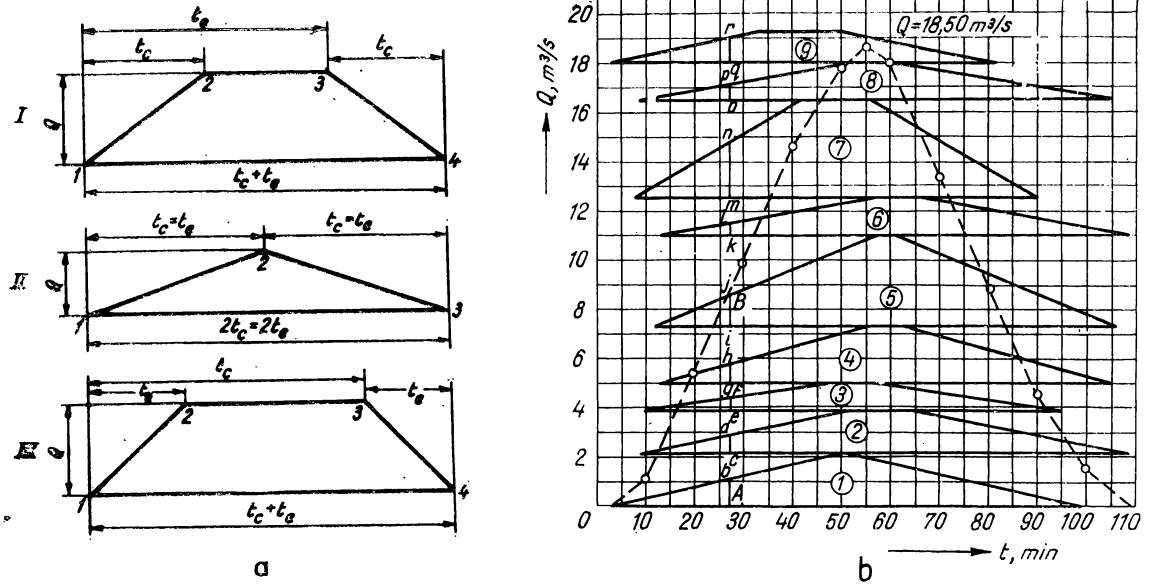



Fig. XIV.3. Construirea hidrografului de viitură prin metoda *hidrografelor elementare* :

*a* – hidrografe elementare tipice : *I* ($t_e > t_c$) ; *II* ($t_e = t_c$) ; *III* ($t_e < t_c$) ; *b* – hidrograful viiturii : ①...⑨ – hidrografe elementare $\overline{AB} = \overline{a}\,\overline{b} + \overline{c}\,\overline{d} + \ldots + \overline{a}\,\overline{p} + \overline{q}\,\overline{r}$.

specific torenților și, în plus, are la bază observații făcute în țara noastră în bazinele torențiale. Prin această metodă, volumul de aluviuni $W_a$ considerat ca o *medie anuală* într-o perioadă de timp îndelungată (minimum 10 ani) se evaluează cu formula :

$$W_a = W_{av} + W_{aa} \,]\text{m}^3], \qquad \text{(XIV.3)}$$

în care $W_{av}$ este volumul de aluviuni rezultat din erodarea versanților și $W_{aa}$ — volumul de aluviuni rezultat din erodarea albiilor. Aceste volume se stabilesc cu relațiile :

$$W_{av} = ab \sum sq_1 \sqrt{i_1}\,; \quad W_{aa} = b \sum L\, q_2 \sqrt{i_2/i}, \qquad \text{(XIV.4)}$$

*Tabelul XIV.4*

**Valorile coeficientului $a$ din formula (XIV.4) în funcție de $l$ din formula:**

$$l = 500F/\Sigma L$$

| $l$,m | 50 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$ | 0,70 | 1,00 | 1,40 | 1,70 | 2,00 | 2,20 |

în care $a$ este un coeficient dat în tabelul XIV.4 în funcție de lungimea medie a versanților $l$, în m, $b$ — coeficientul de reducere a volumului de aluviuni transportate, datorită opririlor pe parcurs (tabelul XIV.5), $i_1$ — panta medie a versanților, $s$ — suprafața, în

*Tabelul XIV.5*

**Valorile coeficientului $b$ din formula (XIV.4)**

| Nr. crt. | Specificarea | Lungimea talvegului principal, km | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 5 | 10 | 20 |
| 1 | Există albii majore și terase. Versanții au partea inferioară în pantă ușoară; albia prezintă coturi numeroase | 0,80 | 0,65 | 0,57 | 0,50 |
| 2 | Nu există albii majore și terase. Versanții au pantă mare în partea inferioară. Albia nu are coturi numeroase | 1,00 | 0,85 | 0,77 | 0,70 |
| 3 | Situație intermediară între cele de mai sus | 0,90 | 0,75 | 0,67 | 0,60 |

ha, a categoriei de teren din tabelul XIV.6 având același indice de eroziune $q_1$, $\Sigma s$ — suprafața bazinului hidrografic fără suprafața albiilor neconsolidate, în ha, $q_1$ — un indice de eroziune, în m³ /an.ha, dat pentru *eroziunea în suprafață*, conform tabelului XIV.6, fără ogașe și ravene care intră la $q_2$ (la stabilirea folosinței și a gradului de eroziune a terenului se are în vedere situația medie care se va realiza în perioada pentru care se face calculul transportului de aluviuni). $\Sigma L$ reprezintă lungimea totală, în km, a sectorului din rețeaua hidrografică săpată, în principal, în depozite de aluviuni neconsolidate care

*Tabelul XIV.6*

**Valorile indicelui de eroziune în suprafață $q_1$ din formula (XIV. 4)**

| Nr. crt. | Categoria de teren | $q_1$ m³/ an·ha |
|---|---|---|
| 1 | Pădure cu consistență plină, cu litieră, fără teren erodat | 0,05— 0,30 |
| 2 | Idem, fără litieră | 0,50— 2,00 |
| 3 | Pădure cu consistență 0,6 sau mai mică, cu sol înțelenit, eroziune de gradul I—II | 1,00— 3,00 |
| 4 | Idem, cu eroziune în suprafață de gradul III—IV | 3,00— 8,00 |
| 5 | Fîneață bună, livezi cu sol inerbat, cu eroziune imperceptibilă | 0,50— 2,00 |
| 6 | Fîneață de slabă calitate, livezi degradate cu eroziune în suprafață de gradul II—III | 2,00— 8,00 |
| 7 | Pășune bună, sol cu eroziuni imperceptibile de gradul I | 1,00— 4,00 |
| 8 | Pășune, solul cu eroziuni de gradul II—III | 5,00—15,00 |
| 9 | Pășune de foarte slabă calitate, eroziuni în suprafață de gradul IV—V | 10,00—30,00 |
| 10 | Teren arabil cu eroziuni de gradul I—II | 5,00—10,00 |
| 11 | Teren arabil cu eroziuni de gradul III—IV | 15,00—40,00 |
| 12 | Teren neproductiv cu eroziuni în suprafață de gradul IV—V sau cu alunecări puțin active și de mici proporții | 20,00—60,00 |
| 13 | Teren neproductiv cu alunecări active | 40,00—100,00 |

ar putea fi ușor erodate (se exclud suprafețele de teren rezistente la eroziune); rețeaua de albii se defalcă după lățimea albiei, după natura folosințelor din bazin reflectată în capacitatea de intercepție și stocaj (v. tabelul XIV.3) și după granulozitatea aluviunilor): $q_2$ este indicele de eroziune a albiilor, în m³/km, dat pe categoriile de albii menționate imediat mai înainte (fig. XIV.4), $i_2$ — panta medie a fundului albiilor din fiecare grupă de lățime în bazinul luat în considerație, iar $i$ — panta albiilor de o anumită lățime avută în vedere la stabilirea indicilor $q_2$ în fig. XIV. 4.

Pentru determinarea orientativă a volumului de aluviuni $V$, care s-ar putea opri în bieful amonte al barajelor de corectare a torenților, avînd înălțimea elevației pînă la 6,00 m și panta albiei de minimum 3% se poate aplica formula:

$$V = AW_{av} + BW_{aa}, \qquad \text{(XIV.5)}$$

în care $W_{av}$ și $W_{aa}$ se obțin cu formula (XIV.4), iar $A$ și $B$ sînt doi coeficienți dați în tabelul XIV.7.

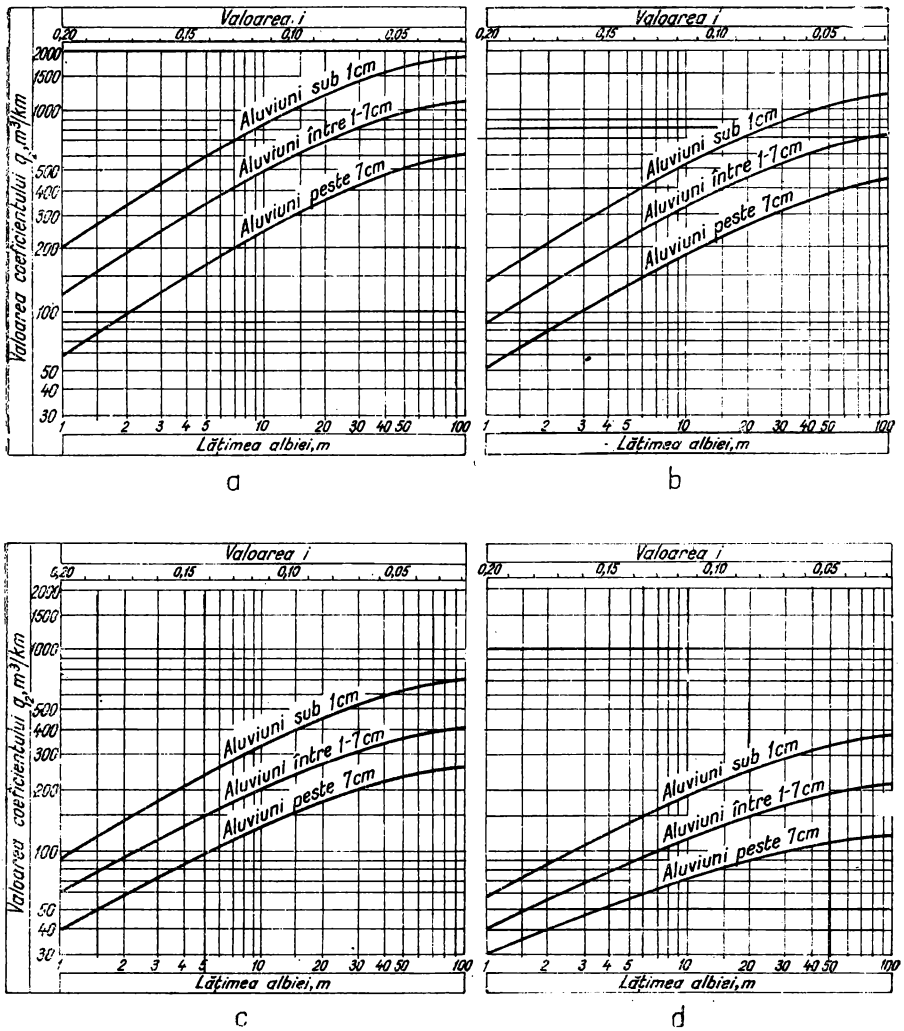



**Fig. XIV. 4.** Graficul indicelui de eroziune $q_2$, în m³/km, din formula XIV.4 (după Gaspar — Apostol), [17], pentru acoperirea cu vegetație a bazinului corespunzătoare valorii:

$a - Z < 5$ mm; $b - 5 \leqslant Z < 10$ mm; $c - 10 \leqslant Z < 15$ mm; $d - Z \geqslant 15$ mm.

*Tabelul XIV.7*

**Valorile coeficienților *A* și *B* din formula (XIV.5)**

| Coeficientul | Diametrul aluviunilor, cm | | |
|---|---|---|---|
| | $\varnothing < 1$ | $1 \leqslant \varnothing \leqslant 7$ | $\varnothing > 7$ |
| *A* (versant) | 0,10 | 0,20 | 0,40 |
| *B* (albie) | 0,40 | 0,60 | 0,80 |

## 2.4. STUDIUL STAȚIUNILOR

Pe baza studiului factorilor naturali (climă, sol, relief, substrat litologic, ape de suprafață și subterane) se determină *unitățile staționale* care, apoi, se grupează în *tipuri de stațiuni*; acestea din urmă stau la baza stabilirii lucrărilor biologice care se propun în vederea corectării torenților și combaterii eroziunii terenurilor. În tabelul XIV.8 se dau, după C. Traci și E. Costin [30], sub o formă simplificată tipurile de stațiuni pe terenuri degradate (terenuri erodate, în alunecare și depozite recente nesolificate), cu speciile forestiere indicate a se planta (v. și tabelul XIV.9).

*Tabelul XIV.9*

**Simbolurile speciilor forestiere folosite în tabelul XIV.8**

| Simbolul | Denumirea speciilor | |
|---|---|---|
| | 1. *Specii principale rășinoase* | |
| *D.a* | Duglas albastru | Pseudotsuga glauca Mayr |
| *D.v.* | Duglas verde | Pseudotsuga menziesii (Mirbel) Franco |
| *I.v* | Ienupăr de Virginia | Juniperus Virginiana *L.* |
| *Jn* | Jneapăn | Juniperus communis *L.* |
| *La* | Larice | Larix decidua Mill |
| *Mo* | Molid | Picea abies (*L.*) Karst. |
| *Pi.c.* | Pin cembra | Pinus cembra *L.* |
| *Pi.g* | Pin galben | Pinus ponderosa Laws. |
| *Pi.j.* | | Pinus jeffreyi Grev. & Balf. |
| *Pi.m* | Pin muraian | Pinus murrayana Grev. & Balf. |
| *Pi.n* | Pin negru | Pinus nigra Arn. |
| *Pi.r* | | Pinus rigida Mill. |
| *Pi.s* | Pin silvestru | Pinus sylvestris *L.* |
| *Pi.st* | Pin strob | Pinus strobus *L.* |
| | 2. *Specii principale foioase* | |
| *An.a* | Anin alb | Alnus incana (*L.*) Moench |
| *An.n* | Anin negru | Alnus glutinosa (*L.*) Gaertn. |
| *Go* | Gorun | Quercus petraea (Matt.) Liebl. |

**Staţiuni pe terenuri degradate şi specii forestiere indicate** (adaptare după C. Traci şi E. Costin)

| Zona şi subzona de vegetaţie | | Natura degradării terenului, caractere edafice, litologice şi microclimatice | Terenuri erodate în suprafaţă | | | | | | | | Terenuri erodate în adîncime (ogaşe, ravene etc.) | | Terenuri în alunecare şi surpare cu soluri cruzite | | Terenuri constituite din proluvii, aluvii sau deluvii recente | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Eroziune slabă şi moderată (gradele I şi II) | | Eroziune puternică (gradul III) | | Eroziune foarte puternică şi excesivă (gradele IV şi V) | | | | | | | | | |
| | | | Nisipo-lutoase pînă la lutoase | Luto-argiloase pînă la argiloase | Nisipo-lutoase pînă la lutoase | Luto-argiloase pînă la argiloase | Nisipo-lutoase pînă la lutoase | | Luto-argiloase pînă la argiloase | | Loess, nisip, pietriş, şisturi cristaline silicoase, roci erupt. compl. de gresii, marne, argile | Marne, argile, calcare şi complexe de marne, argile şi gresii | Nisipo-lutoase pînă la lutoase | Luto-argiloase pînă la argiloase | Materiale predominant grosiere | Materiale predominant fine |
| | | | Speciile din paranteze reclamă soluri profunde pînă la foarte profunde | | | | Umbrite intermediar | Însorite | Umbrite intermediar] | Însorite | | | | | | |
| 0 | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| ZONĂ FORESTIERĂ | STEPĂ | I | *Sc; V.t; A.t; Sp; L.c; Li; Co* | *Pi.n; Pi.g; Pi.j; I.v; Mj; Sp; Li* | *Sc; V.t; A.t; Sp; L.c; Pă* | *Pi.n; Pi.g; Mj; Sp; Li;* | *Sc; Mj; Sp* | *Să; Mj; Sp; Li* | *Mj; Sp; Li* | *Mj; Sp; Li* | *Sc; Să* | *(C.a)* | — | — | — | *Pl.e; Sc; U.T; Sg; L.c* |
| | SILVOSTEPĂ | II | *Sc; St.b; Fr; Ju; Ci; V.t; A.t; Co; Sg; Pă; L.c; S.n; Mă(St.p; Pa.c)* | *P i.n; Pi.g; Pi.j; Pi.r; Fr; Mj; Ci; A.t; Sp; Sg; L.c; Li; (Pi.m Pa.c; Pă)* | *Sc; Pi.n; Pi.g; Pi.r; Mj; Ci; Ju; A.t; L.c; Sp; C.h; (V.t; Sg)* | *Pi.n; Pi.g; Mj; A.t; Pr; Sp; Li; L.c; (Pi.m; I.V)* | *Pi.n; Pi.g; Pi.j; Sc; Mj; V.t; Sp; Li; C.h* | *Sc; V.t; Mj; Sp; Li* | *Pi.n; Pi.g; Mj; V.t; Sp; Li; Db; C.a; C.h* | *Mj; Sp; Li; C.a* | *Sc; Să; C.a* | *C.a* | *An.n; Pl.e; U.T; Fr; V.t; Să; A.t; Sg; L.c* | *An.n; U.T; Fr; V.t; Să; Sg; L.c* | *An.n; S.a; Sg; L.c* | *Pl.e; Sc; An.n; Sg* |
| | SUBZONA STEJARULUI | III | *Pi.s; La; D.v; St.p; Sc; Fr; Pa.c; Ju; Te.a; Ca; Sg; Dr; L.c; Mă(Pi.st; N.c)* | *Pi.n; Pi.g; Pi.j; St.p; Ju; Te.a; Fr; Mj; Co; Sg; L.c; Dr* | *Pi.s; Pi.g; Sc; Fr; A.t; Mj; Ju; Ca; Sg; L.c; Db; Sc* | *Pi.n; Pi.g; Pi.j; Fr; Mj; Sb; Ci; Ju; Co; L.c; C.h* | *Pi.n; Sc; Mj; A.t; C.a; Ci; Db; C.h* | | *Pi.n; I.V; Mj; Ci; C.a; Db.Po* | | *Sc; An.n; Să; C.a* | *An.n; C.a* | *An.n; Pl.e; S.a; S.c; Fr; Sg; Că* | *An.n; S.a; Să; A.t; Sg; Că; L.c* | *An.n; S.a* | *Pl.e; An.n; S.a; Sg* |
| | SUBZONA GORUNULUI | IV | *Pi.s; La; D.v; Go; St.r; Sc; Fr; Pa.c; Ju; Ca; Sg; Dr; L.c; Mă* | *Pi.n; Pi.g; St.r; Fr; Pa.c; Ju; Te.p; Co; Sg; L.c; Dr* | *Pi.s; Pi.g; Sc; Fr; A.t; Ju; Co; Sg; L.c; Dr; Că; (Pi. n; La; N.c; Pa.c)* | *Pi.n; Pi.g; Fr; Sb; A.t; Mj; Ci; Ju; Co; L.c; Pă* | *Pi.s; Pi.n; Sc; Mj; A.t; Ci; C.a* | | *Pi.n; I.V; Pl. a; Mj; Ci; C.a; Db; Po* | | *An.n; An.a; Sc; C.a* | *An.n; An.a; C.a* | *An.n; An.a; Pl.e; Pl.t; S.a; S.p; Sc; Sg; Că(Fr)* | *An.n; An.a; Să; Sg; Că; L.c; (Fr)* | *An.n; An.a; Pl.t; Sg; Cr* | *Pl.e; An.n; An.a; S.a; Sg; Cr* |
| | SUBZONA FAGULUI | V | *Pi.s; Pi.st; La; D.v; St.r; Fr; Pa.m; Ju; Ca; Sg; Dr; S.r; Pă; L.c* | *Pi.s; Pi.n; La; St.r; Fr; Pa.m; U.m; Ju; Sg; Dr; S.r; Pă; L.c* | *Pi.s; La; Fr; Pa.m; Ju; Ca; U.m; Sg; Pă; S.r, L.c* | *Pi.n; Fr; Ju; Ca; U.m; An.a; Sg; Pă; L.c* | *Pi.s; Ci; An.a; C.a* | | *Pi.n; An.a; Ci; C.a* | | *An.a C.a* | *An.n; C.a* | *An.a; Pl.t; S.p; Fr; Sg; Cr* | *An.a; Pl.t; Sg; Cr* | *An.a; Pl.t; Sg; Cr* | *Pl.t; S.p; An.a; Cr* |
| | SUBZONA MOLIDULUI | VI | *Pi.s; Mo; La; D.a; Fr; Pa.m* | *Pi.s; Mo; La; An.a; Fr; Pa.m* | *Pi.s; Mo; La; D.a; Fr; Pa.m* | *Pi.s; Mo; La; An.a; Fr; Pa.m* | *Pi.s; An.a; An.v* | | *Pi.n; Pi.s; An.a; An.v* | | *An.a; An.v* | *An.a; An.v* | *Pi.s; An.a; S.p; An.v* | *Pi.s; An.a; S.p; An.v* | *An.a; S.p; An.v* | *S.p; An.a; An.v* |
| ZONA ALPINĂ SUBZONA SUBALPINĂ | | VII | *La; Pi.c* | *La; Pi.c* | *La; Pi.c; Jn; An.v* | *La; Pi.c; Jn; An.v* | *Jn; An.v* | | *Jn; An.v* | | *An.v* | *An.v* | *An.v* | *An.v* | *An.v* | *An.v* |

*Tabelul XIV.9* (continuare)

| Simbolul | Denumirea speciilor | |
|---|---|---|
| *N.c.* | Nuc comun | Juglans regia *L.* |
| *Pl.a* | Plop alb | Populus alba *L.* |
| *Pl.e* | Plop euramerican | Populus canadensis Moench |
| *Pl.t* | Plop tremurător | Populus tremula *L.* |
| *S.a* | Salcie albă | Salix alba *L* |
| *Sc* | Salcîm | Robinia pseudacacia *L* |
| *S.p* | Salcie plesnitoare | Salix fragilis *L.* |
| *St.b* | Stejar brumăriu | Quercus pedunculiflora K.Koch |
| *St.p* | Stejar pedunculat | Quercus robur *L.* |
| *St.r* | Stejar roşu | Quercus borealis Michx F. |
| | 3. *Specii foioase de amestec şi ajutor* | |
| *A.t* | Arţar tătăresc | Acer tataricum *L.* |
| *Ca* | Carpen | Carpinus betulus (*L*) Moench |
| *Ci* | Cireş | Ceraşus avium *L.* |
| *Fr* | Frasin | Fraxinus excelsiore *L* |
| *Ju* | Jugastru | Acer campestre *L.* |
| *Mj* | Mojdrean | Fraxinus ornus *L.* |
| *Pa.c* | Paltin de cîmp | Acer platanoides *L.* |
| *Pa.m* | Paltin de munte | Acer pseudoplatanus *L.* |
| *Pr* | Păr | Pirus pyraster (*L.*) Med. |
| *Să* | Sălcioară | Elaeagnus angustifolia *L.* |
| *Sb* | Sîmbovină | Celtis australis *L.* |
| *Te.a* | Tei alb | Tilia tomentosa Moench |
| *Te.p* | Tei pucios | Tilia cordata Mill. |
| *U.m.* | Ulm de munte | Ulmus montana Stokes |
| *U.T.* | Ulm de Turkestan | Ulmus pinnato-ramosa Dieck |
| *V.t.* | Vişin turcesc | Padus mahaleb *L.* |
| | 4. *Arbuşti* | |
| *An.v* | Anin verde | Alnus viridis *DC.* |
| *C.a.* | Cătină albă | Hippophaë rhamnoides *L.* |
| *Că* | Călin | Viburnum opulus *L.* |
| *C.h.* | Drob | Cytisus hirsutus *L.* |
| *Co* | Corn | Cornus mas *L.* |
| *Cr* | Cruşîn | Rhamnus frangula *L.* |
| *Do* | Drob | Cytisus nigricans *L.* |
| *Dr* | Dîrmox | Viburnum lantana *L.* |
| *L.c.* | Lemn cinesc | Ligustrum vulgare *L.* |
| *Li* | Liliac | Syringa vulgaris *L* |
| *Mă* | Măceş | Rosa canina *L.* |
| *Po* | Porumbar | Prunus spinosa *L.* |

*Tabelul XIV.9* (continuare)

| Simbolul | Denumirea speciilor | |
|---|---|---|
| *Pă* | Păducel | Crataegus monogyna Jacq |
| *Sg* | Sînger | Cornus sanguinea *L.* |
| *S.c* | | Spiraea crenata *L.* |
| *S.m.* | Salbă moale | Euonymus europaea *L.* |
| *S.n.* | Soc negru | Sambucus nigra *L.* |
| *Sp* | Scumpie | Cotinus coggygria Scop. |
| *S.r.* | Soc roșu | Sambucus racemosa *L.* |
| *S.u.* | Cununiță | Spiraea ulmifolia Scop. |

## 3. ROLUL ȘI CLASIFICAREA LUCRĂRILOR DE CORECTARE A TORENȚILOR ȘI DE COMBATERE A EROZIUNII TERENURILOR

Țelurile principale urmărite prin sistematizarea hidrologică a bazinelor torențiale și organizarea antierozională a teritoriului din cuprinsul acestor bazine sînt: regularizarea regimului hidrologic, apărarea obiectivelor periclitate de viituri și refacerea și ridicarea productivității terenurilor afectate de procesele de eroziune. Practic, atingerea acestor țeluri se realizează printr-un ansamblu de măsuri și lucrări cu ajutorul cărora se obțin reducerea volumului de apă care se scurge la suprafața terenului, împiedicarea, pe cît este posibil, a concentrării în șuvoaie a apelor ce se scurg pe versanți, micșorarea vitezei de scurgere a apei pe versanți și în albii, atenuarea debitelor maxime, afectarea fiecărei porțiuni de teren folosinței celei mai adecvate din punct de vedere hidrologic și economic etc.

Lucrările folosite în scopurile arătate mai înainte, pot fi clasificate după mai multe criterii. În ceea ce privește lucrările hidrotehnice de corectare a torenților, STAS 5576-63[1]) prevede clasificarea lor după categoriile de importanță economică și socială a obiectivelor de apărat, durata de funcționare a lucrărilor de apărare, importanța funcțiunii lucrărilor etc.

## 4. LUCRĂRI DE AMENAJARE A VERSANȚILOR BAZINELOR HIDROGRAFICE TORENȚIALE

### 4.1. STABILIREA FOLOSINȚELOR TERENURILOR

Este prima operație din rîndul măsurilor organizatorice din bazin și trebuie să se facă ținînd seama ca folosințele să fie corespunzătoare condițiilor staționale, să ofere un

[1]) V. și STAS 4273-61.

mare grad de protecție hidrologică a terenului, să permită aplicarea lucrărilor de regularizare a scurgerii pe versanți și să fie, în cadrul acestor limite, în concordanță cu cerințele planurilor economice de stat privind zonarea producției agricole, și cu interesele forestiere.

4.1.1. **Culturile de cîmp.** Se mențin și se propun pe acele zone din bazin care au cel puțin 10 ha și îndeplinesc următoarele condiții : solul să aibă o profunzime minimă de 25 — 30 cm, conținut maxim de schelet 25%, conținut de humus și elemente fertilizante pentru obținerea unui minim de recoltă, $pH=4,5...8$; eroziunea în suprafață să nu depășească gradul *3*, iar eroziunea în adîncime să nu fie prezentă; panta terenului să fie cît mai uniformă și sub 20 — 25% astfel încît să poată fi aplicată mecanizarea lucrărilor agricole și să se evite concentrarea scurgerii. Asolamentele sînt, în general, de protecție cu cîte 6 — 9 sole din care ierburile perene ocupă 3 — 6 sole, iar restul este ocupat cu plante de nutreț anuale, leguminoase anuale, cereale păioase și uneori, cînd plantele sînt mai reduse, chiar și porumb pentru boabe.

4.1.2. **Plantațiile viticole.** Se mențin sau se propun cînd : solul are profunzimea minimă de 20 — 25 cm, conținut de schelet sub 30%, $pH = 6...7,8$, humus cel puțin 0,5%, $CaCO_3$ cel mult 30%, apa freatică la cel puțin 1 m adîncime, iar roca mamă din loess, luturi, nisipuri, gresii; panta terenului este sub 35%; eroziunea în suprafață este cel mult de gradul *4*, iar formele de eroziune în adîncime să poată fi nivelate relativ ușor prin lucrări de terasare; expoziția să fie însorită, iar versantul ferit de vînturi puternice.

4.1.3. **Plantațiile pomicole.** Acestea pot fi repartizate dacă : solul are profunzimea minimă de 25 — 30 cm, scheletul sub 50%, $pH = 5,5...7,5$, este nesăturat și nesolonțat, apa freatică sub 2 m adîncime, $CaCO_3$ sub 15%, textura ușoară sau mijlocie; panta pînă la 40%; eroziunea în suprafață este pînă la gradul *4*, iar formele de eroziune în adîncime cu frecvență mică; terenul să fie ferit de vînturi puternice.

4.1.4. **Pășunile naturale.** Acestea pot fi menținute în anumite condiții, dar nu trebuie propusă extinderea lor în bazinele torențiale. Dacă, totuși, este necesară extinderea pășunatului aceasta se face numai folosind sole cu ierburi din asolamentul furajer ca pășuni artificiale. În orice caz, accesul vitelor în bazinul torentului trebuie limitat și riguros reglementat deoarece este extrem de dăunător atît plantațiilor de protecție cît și lucrărilor hidrotehnice de regularizare a scurgerii apei pe versanți. Pășunea naturală poate fi menținută dacă plantele nu sînt prea mari și numai pe terenuri fără eroziune în adîncime. De cele mai multe ori însă, pășunile existente sînt degradate și trebuie transformate în alte folosințe, plantații viti-pomicole, fîneață sau pădure, după condițiile staționale și cerințele economice. În general, pășunile degradate situate pe terenuri cu pante mari și cu eroziune în adîncime trebuie transformate în pădure.

4.1.5. **Vegetația forestieră.** Arborele cu consistență plină și litieră bine dezvoltată trebuie menținute deoarece realizează în cel mai înalt grad protecția hidrologică. Înlocuirea lor cu alte folosințe nu trebuie admisă. Plantații forestiere noi se propun pentru completarea golurilor din fondul forestier precum și pe următoarele terenuri din fondul agricol : terenuri cu eroziune excesivă (de gradul 5) și cu eroziune în adîncime; terenuri cu eroziune în suprafață de gradele *3* — *4* pe pante mai mari de 40%; aluvii,coluvii— grohotișuri, proluvii nesolificate; terenuri alunecătoare; stîncării (în cazul în care împădurirea lor este posibilă și necesară); porțiuni de teren cu suprafețe mici, indiferent de condiții, răspîndite în cuprinsul terenurilor care se împăduresc.

Ca principiu fundamental, pășunatul și folosințele care reclamă mobilizarea solului trebuie restrînse la minimum posibil sau chiar evitate.

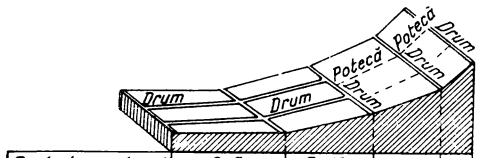
La alegerea folosințelor este necesar să se țină seama și de natura lucrărilor de regularizare a scurgerii. Așa,de exemplu, pe terenurile pe care se execută canale de coastă

nu vor fi menținute sau propuse culturile de cîmp, plantațiile viticole și pășunile, ci se va recurge la plantații forestiere, plantații pomicole și fînețe. Pe terenurile care necesită terasări vor fi repartizate numai plantațiile viti-pomicole sau cele forestiere.

## 4.2. ORGANIZAREA TERITORIALĂ A FOLOSINȚELOR

Aceasta, denumită și *organizare interioară*, constă în împărțirea suprafeței terenului afectat fiecărei folosințe în unități teritoriale de lucru și în amplasarea drumurilor de exploatare, astfel încît să se asigure condițiile optime de exploatare și gospodărire în concordanță cu natura folosințelor și cu specificul lucrărilor de regularizare a scurgerii pe versanți.

4.2.1. **Împărțirea în unități teritoriale de lucru.** Aceasta diferă de la o folosință la alta. La *culturile de cîmp*, unitatea de lucru este tarlaua, care trebuie să coincidă ca suprafață, pe cît este posibil, cu sola din asolamentul de protecție, să aibă o formă regulată, să fie orientată după curbele de nivel, iar suprafața să fie de cel mult 30 ha în funcție de panta și gradul de neuniformitate a terenului. Lungimea și lățimea tarlalei pot ajunge pînă la 800 m, respectiv 100 — 400 m. La lățimi mai mari de 150 — 200 m este necesar să se creeze, în interiorul tarlalei, fîșii de culturi diferite late de 20 — 40 m după panta terenului. *Plantațiile viticole* se pot face pe mai multe suprafețe depărtate între ele denumite trupuri, fiecare trup împărțindu-se în tarlale, iar fiecare tarla în 3 — 6 parcele. Tarlalele sînt delimitate prin drumuri și zone de întoarcere, iar parcelele prin poteci înierbate de 2 m lățime. Parcelele au lungimi pînă la 200 m, iar lățimi, măsurate pe curba de nivel, de 80 — 100 m cînd se folosește spalierul, și mai mari cînd se folosesc araci (fig. XIV. 5). *Plantațiile pomicole* obișnuite și semiintensive sînt împărțite în tarlale lungi




| Panta terenului, în % | 0-5 | 5-10 | 10-20 | >20 |
|---|---|---|---|---|
| Sup. parcelei, în ha | >5 | 5-3 | 3-1 | 1-0,8 |
| Lung. parcelei, în m | 400-350 | 350-250 | 250-150 | 150-100 |
| Lăț. parcelei, în m | 120 | 120-100 | 120-100 | 100-80 |

Fig. XIV.5. Schemă de parcelare a terenurilor în pantă destinate plantațiilor de vie [15], (în text s-a făcut referire la cazul în care panta terenului este mai mare de 20%).

pînă la 600 m și late de 150 — 250 m; la plantațiile intensive se creează și parcele la fel ca la vie. La *pășuni*, unitatea teritorială este parcela de pășunat avînd latura cea mai mare după curba de nivel, iar lățimea variabilă după frontul de pășunat care, la rîndul lui, depinde de numărul și specia de animale. Suprafața unei parcele se stabilește în funcție de cantitatea zilnică de furaje necesare grupei de animale care paște, de producția de masă

verde obținută la hectar și de numărul de zile admis pentru păşunatul neîntrerupt în parcelă. Încărcarea păşunii cu vite trebuie limitată, iar păşunatul pe parcele se face prin rotație. Una sau două parcele se lasă anual, prin rotație, pentru fîneață. Suprafețele ocupate de *pădure* se împart în parcele și subparcele, primele fiind separate prin linii parcelare și avînd acces la un drum forestier.

4.2.2. **Rețeaua de drumuri.** Aceasta trebuie proiectată astfel încît să asigure circulația între bazinul de rcepție și centrele gospodărești ale unităților interesate și accesul la toate unitățile teritoriale ale folosințelor din bazin. În cazul folosințelor agricole, lățimea drumurilor de exploatare se ia de 4 — 7 m în funcție de volumul transporturilor necesare, iar traseul lor se alege cît mai rectiliniu și se amplasează numai pe marginea unității teritoriale de lucru pe terenuri sănătoase și fără forme de eroziune în adîncime. Drumurile orientate pe curba de nivel se terasează (fig. XIV.6), iar legătura între acestea

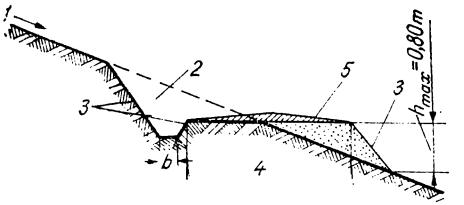



Fig. XIV.6. Schema unui drum terasat (secțiune transversală) după Șerban Popa ș.a.:
*1* — panta terenului; *2* — debleu; *3* — taluzuri 1/1 sau 1/1,5; *4* — platforma drumului; *5* — rambleu.

se face prin porțiuni de drum în serpentină sau în diagonală (oblice față de curba de nivel), cu panta maximă de 10%. Drumurile pentru accesul vitelor la păşuni trebuie să aibă un traseu cît mai scurt, să nu coincidă cu alte drumuri de exploatare, să aibă pante cît mai mici și o lățime de 10 — 20 m după numărul și specia de animale.

## 4.3. LUCRĂRI AGROTEHNICE ANTIEROZIONALE

Constau din lucrări de mobilizare a solului, de mărire a fertilității acestuia și din diferite sisteme de cultură. Ele depind de cerințele fiecărei folosințe în parte și trebuie să fie în concordanță cu prescripțiile agrotehnice.

4.3.1. **Lucrări de mobilizare a solului.** Proiectarea și executarea lor trebuie să se facă astfel încît să aibă o capacitate de retenție a apei cît mai mare (ceea ce se obține prin crearea de obstacole: brazde, biloane, rigole), să reducă la minimum deplasarea solului spre vale și să realizeze un orizont arabil cît mai profund. Constau din : arături, desfundări, subsolaje, răritat, biloane, copci, trasări de brazde pe păşuni etc.

4.3.2. **Îngrășăminte și amendamente.** Efectul îngrășămintelor minerale și organice pe terenurile erodate este foarte rapid, puternic și de durată, putînd conduce la recolte comparabile cu cele de pe terenurile neerodate. Natura îngrășămintelor (gunoi de grajd, îngrășăminte verzi, azotat de amoniu, superfosfat, sare potasică etc.), cantitatea lor și perioada în care se aplică depind de sol, climă și folosință; pentru obținerea de produc-

ții mari și continue la toate folosințele agricole, îngrășămintele trebuie date la fiecare 3—4 ani după prescripțiile agrotehnice. Pe solurile acide este necesar să se administreze amendamente constînd din 2 500 — 3 000 kg/ha calcar la circa 3 ani o dată.

4.3.3. **Sisteme de cultură.** Se aplică sub formă de cultură în fîșii (la culturile de cîmp), cultură în benzi înierbate (la culturile de cîmp, pomi și uneori chiar la vie) și rareori

Fig. XIV.7. Culturi în fîșii *a* și culturi în benzi înierbate *b* [19].

în bazinele torențiale, culturi intercalate (la prășitoare și pomi). *Fîșiile* sînt orientate după curba de nivel (fig. XIV.7) și au lățimi de 20 — 30 m pentru pante de peste 15%, 30 —60 m la pante de 10 — 15% și 60 — 150 m la pante de 4 — 10%. *Benzile* înierbate au lățimi de 4 — 5 m în partea superioară a versanților și pînă la 8 — 10 m în partea inferioară; sînt compuse din lucernă, trifoi sau sparcetă după condițiile de sol și climă și se pot amplasa pe limitele dintre fîșiile sau tarlalele de culturi de cîmp, pe intervalele dintre rîndurile de pomi (în regiunile ploioase) și pe marginea amonte a canalelor de coastă. *Culturile intercalate* pot fi folosite printre rîndurile de pomi pentru îngrășămînt verde (mazăre, măzăriche, sulfină), sau pentru recoltă (pepeni, dovleci, cartofi, porumb siloz) după prescripțiile agrotehnice.

4.3.4. **Ameliorarea pășunilor.** Aceasta se poate realiza prin aplicarea măsurilor agrotehnice de suprafață sau radicale, după caz. *Măsurile de suprafață* urmăresc refacerea pajiștilor și constau din : aplicarea îngrășămintelor, curățirea de pietre, combaterea buruienilor, grăpatul, supraînsămînțarea și tăvălugitul. *Măsurile radicale* urmăresc încadrarea pășunilor în asolamente de protecție, deci transformarea pășunilor naturale în artificiale și constau din : desțelenirea terenului, aplicarea de îngrășăminte și semănături de ierburi în amestec de 60 — 70% graminee și 30 — 40% leguminoase.

## 4.4. ÎMPĂDURIRI

Se execută sub formă de împăduriri masive sau sub formă de perdele forestiere.

4.4.1. **Împăduriri masive.** Soluția tehnică de împădurire constă în precizarea : *speciilor forestiere* (v. tabelele XIV. 8 și XIV 9), *formulelor de împădurire* (proporția în care participă diversele specii), *schemelor de împădurire* (care arată distribuția în spațiu a speciilor și numărul exemplarelor la unitatea de suprafață pentru fiecare formulă de împădurire) și *metodelor* și *procedelor* de împădurire. Formulele de împădurire pot fi alcătuite dintr-o singură specie (culturi pure), sau dintr-un amestec de specii (principale și de amestec; principale, de amestec și arbuști); (v. tabelul XIV.8 cu detaliile din lucrarea [30.]). Metodele și procedeele de împădurire se grupează în : semănături, plantații și butășiri. Numărul de puieți la hectar variază, în funcție de tehnica aplicată, de speciile folosite și de condițiile staționale, între 3 300 și 13 300.

4.4.2. **Perdele forestiere antierozionale.** Se recomandă pentru amenajarea versanților lungi cu pată mai mare de 5%. Distanța între perdele variază, practic, între 50 — — 300 m, fiind cu atît mai mare cu cît panta versantului este mai mică. Lățimea perdelelor se ia de 20 — 25 m. La alegerea speciilor și la amplasarea perdelelor se ține seama de condițiile staționale (v. tabelul XIV.8), de proprietățile hidrologice ale speciilor, de planul de organizare teritorială a folosințelor agricole etc.

## 4.5. LUCRĂRI HIDROTEHNICE DE REGULARIZARE A SCURGERII PE VERSANȚI

Unele tipuri de lucrări se execută în scopul reținerii totale a apelor de scurgere provenite din precipitații, iar altele în scopul evacuării dirijate a surplusului de apă. În general, toate acestea sînt lucrări la care pămîntul este materialul principal de construcție, iar alte materiale sînt folosite numai pentru consolidare.

4.5.1. **Lucrări de reținere a apei pe versanți.** În cadrul acestora se cuprind : valurile de pămînt, șanțurile cu val (canalele de nivel) și unele tipuri de terase. Înainte de executarea lor, trebuie nivelate vechile haturi, rigolele de șiroire, ogașele, drumurile ravenate (mai ales pe terenurile destinate culturilor de cîmp și plantațiilor viticole) etc.

a. *Valuri de pămînt.* Se execută după curbele de nivel, cu ajutorul plugurilor sau mașinilor terasiere, în două tipuri : cu bază largă (fig. XIV.8) și cu bază îngustă (fig. XIV.9). Primele au adîncimea uzuală de 0,30 — 0,45 m și sînt indicate pe terenurile cu

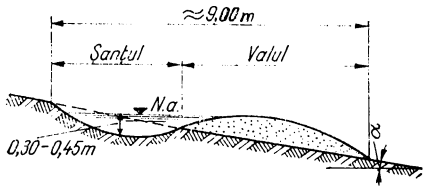



Fig. XIV.8. Val de pămînt cu bază largă (după I.C.A.R.).

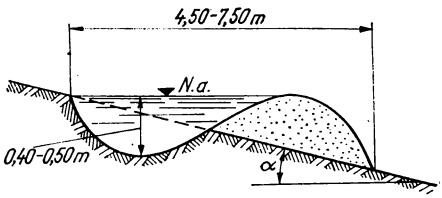



Fig. XIV.9. Val de pămînt cu bază îngustă (după I.C.A.R.).

pante de la 2 pînă la 12% ; ultimele au adîncimea de 0,40 — 0,50 m și sînt recomandate pentru terenuri cu pante între 10 și 15%. Din loc în loc (la 50—100 m) pe traseu, valurile au prelungiri (pinteni) spre amonte pentru compartimentarea șanțurilor. Se pot folosi pe terenurile cu culturi de cîmp, pășuni și, uneori, în plantațiile pomicole, condițiile fiind următoarele : să nu existe pericol de alunecări, precipitațiile să aibă o valoare redusă (sub 500 — 550 mm anual), suprafața versantului să fie foarte regulată pentru asigurarea paralelismului între valuri, eroziunea în adîncime să fie absentă, iar cea în suprafață să fie cel mult de gradul *3*.

b. *Șanțuri cu val* (canale de nivel). Sînt mai eficace hidrologic decît valurile de pămînt, dar ocupă o parte apreciabilă din suprafața cultivabilă agricol și stînjenesc mecanizarea lucrărilor culturale. În bazinele hidrografice torențiale au o largă aplicabilitate dacă sînt îndeplinite condițiile : terenul să aibă o textură mijlocie, să fie suficient de permeabil, să nu prezinte fenomene de alunecare, suprafața să fie cît mai regulată ; pantele să nu depășească 20 — 25% pentru culturi de cîmp și pășuni, 35% pentru fînețe și plantații

viti-pomicole și 45 % pentru culturile forestiere. Secțiunea transversală poate avea formă parabolică cu taluzuri mai dulci, sau trapezoidală (fig. XIV.10). Se amplasează uniform pe întreaga suprafață a versantului (fig. XIV.11) sau concentrat la obîrșia ravenelor.

Volumul de apă $C$, în m³, care trebuie reținut de sistem, se calculează cu formula : $C = 10\ F(H - I - Z)$, unde $F$ este suprafața versantului ce se amenajează măsurată

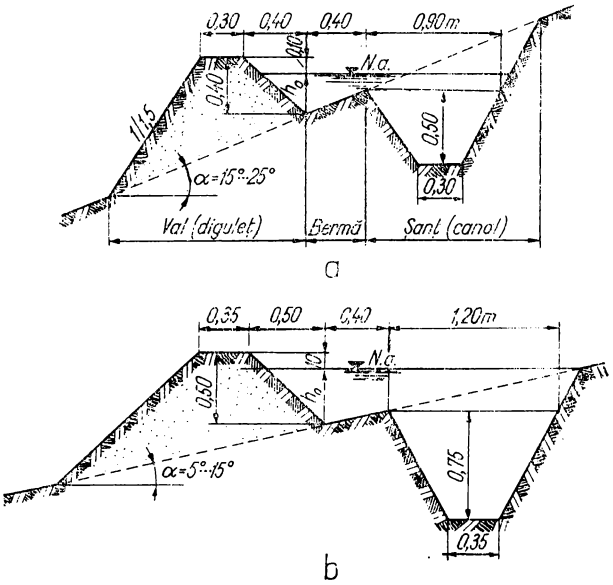



Fig. XIV. 10. Șanț cu val de tip mic *a* și de tip mare *b* [2].

pînă la cumpăna apelor, în ha, $H$ este înălțimea stratului de apă, în mm, dat de ploaia cu durata $t$ și asigurarea $p\%$ corespunzătoare clasei de importanță a lucrărilor (se poate lua $p\% = 10\%$). Parametrii $H$, $I$, $Z$ se determină ca la 2.1 și 2.3.

Capacitatea de retenție $V$, în m³/m, a unui șanț cu val este dată de suprafața udată a secțiunii transversale *considerată pînă la linia orizontală dusă la 10 — 15 cm sub cota crestei valului* (pînă la înălțimea utilă $h_0$).

Lungimea totală a șanțurilor cu val $L$ se calculează din raportul $L = C\,/\,V$, iar distanța $D$, în m, se obține din condiția ca volumul de apă ce se scurge între două șanțuri consecutive pe o fîșie lată de 1 m să fie mai mic sau egal cu $V$ : $D \leqslant 1\,000\ V/(H - I - Z)\cos\alpha$.

Pentru siguranță, șanțurile se compartimentează cu digulețe (parapete) transversale la 10 — 20 m distanță unul de altul, iar fiecare compartiment se prevede cu un deversor de 2 — 3 m lungime avînd cota pragului la nivelul înălțimii utile a valului $h_0$. Șanțul și valul se consolidează prin înierbare, iar berma se plantează cu arbuști (v. alte detalii în [2, 4, 17, 19 etc.]).

c. *Terase.* În bazinele torențiale asemenea lucrări se execută pe terenurile viti-pomicole și uneori pe cele cu plantații antierozionale, în următoarele condiții: terenul să nu fie prea argilos sau prea nisipos, să nu prezinte fenomene de alunecare, să permită nivelarea lui și să nu existe prea multe izvoare (acestea trebuie captate). Se folosesc pe terenuri cu pante relativ mari (18 — 40 %), (fig. XIV. 12).

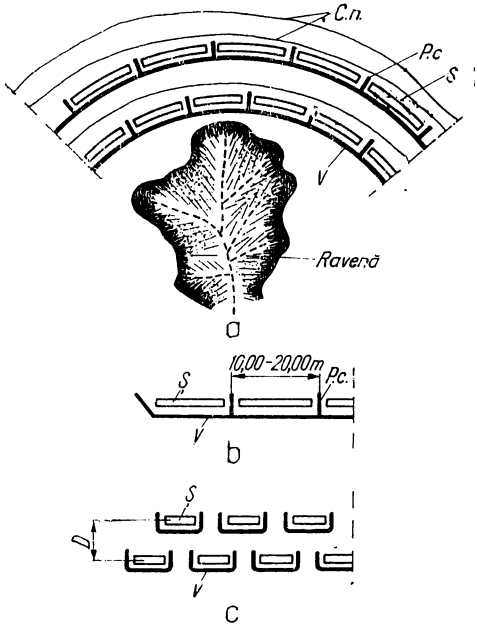



Fig. XIV. 11. Amplasarea șanțurilor:
*a* — cu val în jurul obîrșiei unei ravene; *b* — șanțuri cu val continuu; *c* — șanțuri cu valuri întrerupte; *C.n.* — curbe de nivel; *P. c* — parapet de compartimentare; *S* — șanț; *V* — val.

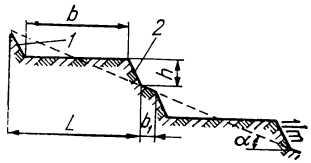



Fig. XIV.12. Elementele unei terase:
*b* — lățimea utilă a terasei; *L* — ampriza terasei; $b_1$ — bermă; *h* — înălțimea taluzului terasei; *m* — coeficientul unghiular al taluzului rambleului; *1* — debleu; *2* — rambleu.

Terasele pentru plantații viti-pomicole pot fi *continue* sau *individuale* (în cazul pomilor, pe suprafețe neregulate și cu pante mari), *cu taluz înierbat* sau cu *zid de sprijin* (cînd pantele sînt mari și există suficientă piatră în apropiere), (fig. XIV. 13). Terasele pentru reținerea apelor de scurgere superficială trebuie să aibă platforma și axul orizontale de-a lungul întregului traseu, iar la terasele continue pe terenurile viti-pomicole să se prevadă o rigolă de colectare pe marginea amonte a platformei (fig. XIV. 14, tabelul XIV. 10). Zidurile au de regulă înălțimea de maximum 2 m, iar secțiunea trapezoidală și se execută din zidărie de piatră uscată sau cu mortar de ciment sau din beton near

mat (în ultimele două cazuri se prevăd barbacane numeroase și chiar drenuri din piatră spartă în spatele zidului). Înierbarea teraselor se poate face cu sparcetă (50 — 60 kg/ha), cu pir crestat (20 — 30 kg/ha) în regiunile secetoase sau cu conținut ridicat de $CaCO_3$, sau cu lucernă (20 kg/ha) în amestec cu obsigă (20 — 30 kg/ha) în regiunile cu precipitații suficiente.

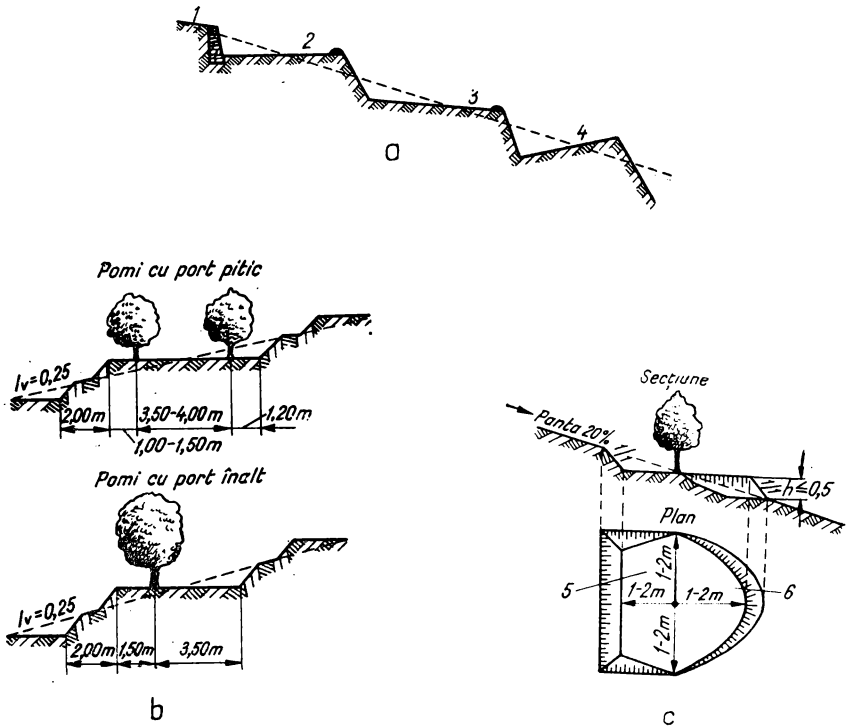



Fig. XIV. 13. Terase pentru plantații viti-pomicole :

*a* — tipuri de terase continue; *b* — amplasarea pomilor pe terase; *c* — terasă individuală; *1* — terasă cu zid de sprijin; *2* — terase orizontale cu taluz înierbat; *3* — terase inclinate în sensul pantei versantului; *4* — terase înclinate în sensul invers pantei versantului; *5* — debleu; *6* — rambleu.

Terasele pentru culturi forestiere (fig. XIV. 15) au lățimi de ordinul 0,40 — 1,00m în funcție de panta terenului, de textura solului, de gradul de eroziune, de tipul sprijinirii etc. Se execută terase de *pământ* (nesprijinite), terase sprijinite cu *gărdulețe* din nuiele de salcie, plop, anin, rășinoase etc. (fig. XIV. 16), sau terase sprijinite cu *banchete* de zidărie de piatră uscată (banchetele au înălțimea utilă de 0,20 — 0,30 m, grosimea la coronament de cel puțin 0,30 m, iar fructul paramentului aval de 0,10 — 0,20 [7, 17, 20 etc.].

4.5.2. **Lucrări de evacuare a surplusului de apă de pe versanți.** Cînd terenul nu are o permeabilitate corespunzătoare, cînd prezintă pericol de alunecare și cînd precipitațiile sînt abundente (peste 600 mm anual) se pune problema evacuării surplusului de apă.

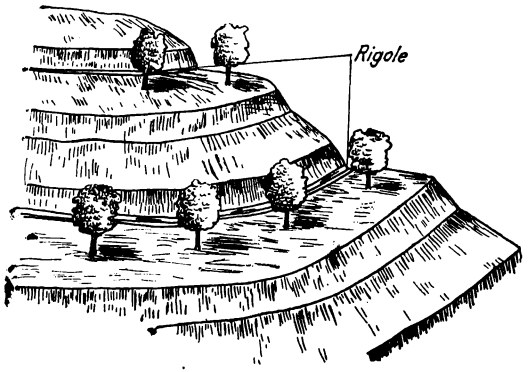



Fig. XIV. 14. Amenajarea unui versant cu terase pentru pomi (după Șerban Popa ș.a.).

*Tabelul XIV.10*

**Dimensiunile orientative ale teraselor pentru vie și pomi**
(după M. Moțoc)

**A. Terase pentru vie**

| Panta terenului | Distanța între rînduri | Nr. de rînduri | Lățimea platformei | | Lățimea taluzului | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Pe orizontală | Pe teren înclinat | Pe orizontală | Pe teren înclinat |
| % | m | – | m | m | m | m |
| 18–20 | 1,80 | 4 | 7,20 | 7,40 | 1,80 | 1,85 |
| | 1,60 | 4 | 6,40 | 6,60 | 1,60 | 0,63 |
| 20–28 | 1,80 | 3 | 5,40 | 5,60 | 1,80 | 1,85 |
| | 1,60 | 3 | 4,80 | 5,00 | 1,60 | 1,65 |
| 28–35 | 1,80 | 2 | 3,60 | 3,80 | 1,80 | 1,90 |
| | 1,60 | 2 | 3,20 | 3,40 | 1,80 | 1,90 |
| 35–40 | – | 1 | 2,00 | 2,20 | 1,80 | 2,00 |

*Tabelul XIV.10* (continuare)

**B. Terase cu platformă orizontală pentru pomi**

| Panta terenului | Plantații cu port pitic | | | Plantații cu port înalt | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Lățimea pe orizontală a : | | Nr. de rînduri | Lățimea pe orizontală a : | | Nr. de rînduri |
| | Platformei | Taluzului | | Platformei | Taluzului | |
| % | m | m | | m | m | |
| 18—20 | 6 | 2 | 2 | 6 | 1,5 | 1 |
| 20—28 | 6 | 2 | 2 | 5 | 2 | 1 |
| 28—35 | 3—4 | 2 | 1 | 3—4 | 3 | 1 |

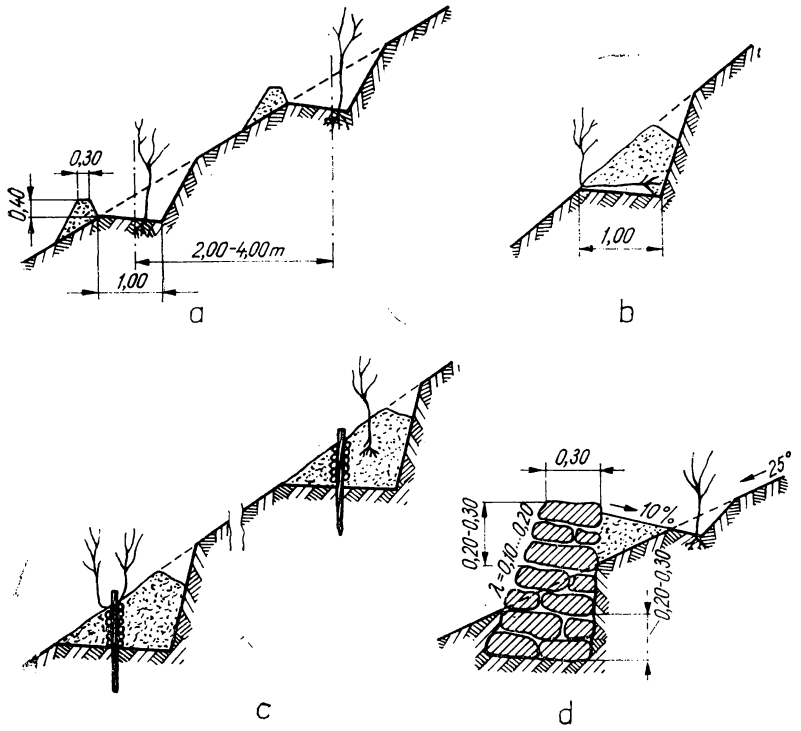



Fig. XIV.15. Exemple de terase pentru culturi forestiere :

*a* — terase simple (nesprijinite) ; *b* — terase cu puleți sau butași orizontali ; *c* — terase cu gărdulețe îngropate ; *d* — terase sprijinite cu banchete din lespezi de piatră fără mortar.

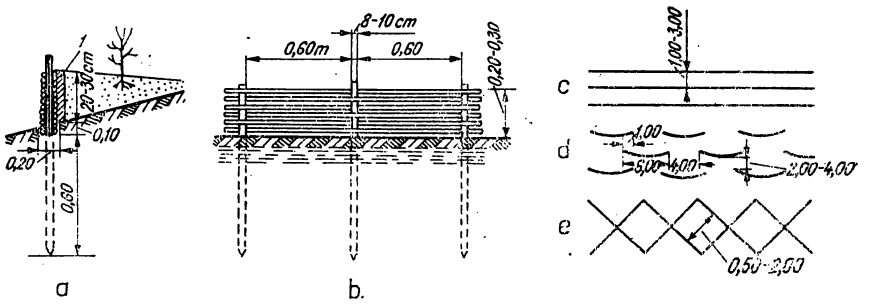



Fig. XIV.16. Terase cu gărduleţe neîngropate :

*a* — secţiune transversală; *b* — elevaţie; *c* — gărduleţe în şiruri continue; *d* — gărduleţe în „solzi" *e* — gărduleţe în romburi [20]: *1* — pământ bătut

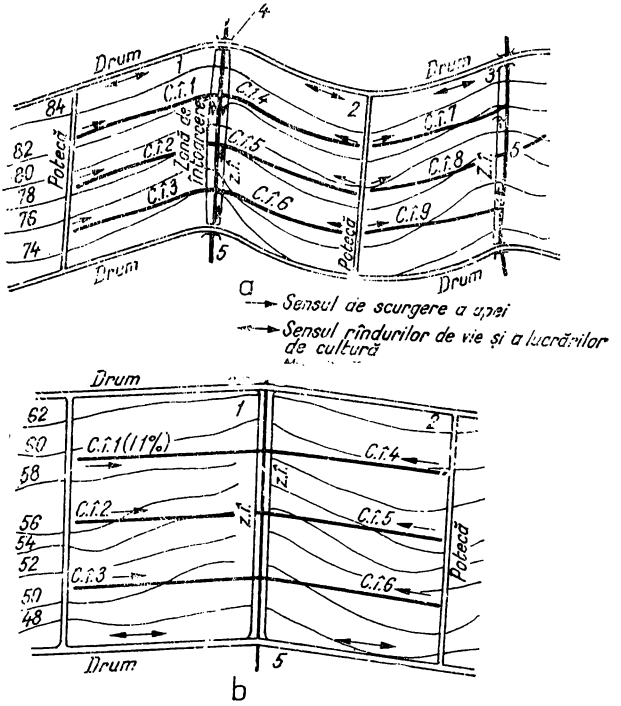



Fig. XIV.17. Amplasarea reţelei de colectare şi evacuare a apelor pe terenuri cu plantaţii viti-pomicole :

*a* — cazul unui relief ondulat; *b* — cazul unui relief frământat [15]; *1, 2, 3* — numărul de parcelă; *4* — podeţ tubular sau vad pereat; *5* — debuşeu; *C.f* 1...9 — canal înclinat 1...9; *Zf* — zonă de întoarcere.

Acest surplus se stabilește ținînd seama că umiditatea solului pe versanți trebuie reglată astfel încît cantitatea de apă să nu depășească, pentru un interval de timp mai mare de 24 h, valoarea procentuală a capacității maxime pentru apă, corespunzătoare solului respectiv. Evacuarea se rezolvă printr-o rețea de colectare — evacuare (fig. XIV. 17) amplasată pe versanții bazinului torențial, în care funcția de colectare este îndeplinită de valurile, canalele și terasele executate toate cu o pantă longitudinală (de aceea se numesc înclinate), iar funcția de evacuare este preluată de debușee (canale de evacuare) care conduc apele în rețeaua hidrografică. Valurile și canalele înclinate au cam aceleași dimensiuni și distanță de amplasare ca și cele de nivel, însă necesită verificarea prin relația : $AV \geqslant Q$, în care $A$ este aria secțiunii de scurgere, $V$ este viteza medie în secțiunea de scurgere, iar $Q$ debitul care intră în canal din scurgerea de pe versant, calculat la ploaia torențială de asigurare $p\% = 10\%$. Panta longitudinală a canalului de coastă se ia de 0,50 — 1,50% așa fel ca viteza $V$ să nu depășească 0,50—0,60 m/s.

Terasele înclinate sînt continue și au dimensiuni mai reduse (mai ales în cazul pericolului de alunecare), cu o pantă longitudinală de 2 — 4% și una transversală de 3 — 10%. Pe marginea amonte a platformei terasei se amenajează o rigolă pentru colectarea apei și scurgerea spre debușeu. Debușeele, fiind orientate de regulă pe linia de cea mai mare pantă, trebuie consolidate (înierbare, brazde de iarbă, benzi de arbuști, pereuri de piatră, beton etc.) și, uneori, prevăzute cu căderi sau rugozități artificiale.

## 5. LUCRĂRI DE AMENAJARE A ALBIILOR TORENȚILOR

### 5.1. STABILIREA ȘI CLASIFICAREA GENERALĂ A LUCRĂRILOR

Stabilirea lucrărilor folosite pe rețeaua hidrografică a torenților se face în funcție de elementele geometrice ale albiei (lungimea, lățimea, panta, forma profilurilor transversale), de gradul de torențialitate (pus în evidență de mărimea debitului lichid și solid la unda maximă de viitură, de starea de eroziune a albiei, de violența viiturilor etc.), de obiectivele periclitate de viituri (importanța lor, natura prejudiciilor provocate, urgența cu care trebuie să se intervină), de efectul realizat sau scontat al lucrărilor de amenajare a versanților, de fondurile disponibile, de sursele locale de materiale de construcție etc.

Pe baza analizei factorilor arătați se pot folosi : *lucrări biologice* și *lucrări hidrotehnice*.

Principalele lucrări cu caracter biologic sînt : perdelele forestiere de protecție a albiilor, înierbările și brăzduirile.

Lucrările hidrotehnice sînt mai numeroase ca tipuri și, în linii mari, se pot împărți în *lucrări transversale* — care străbat albia de la un mal la altul (traverse, praguri, baraje etc.) și *lucrări longitudinale* care sînt orientate de-a lungul axei albiei sau sînt amplasate perpendicular sau înclinat pe axă dar fără a străbate complet albia și în general se repetă în lungul albiei (canale, diguri, epiuri și diverse lucrări de consolidare aplicate direct pe mal).

Lucrările arătate pot fi grupate și în : *lucrări de regularizare*, cînd funcția principală pentru care sînt destinate este de a modifica sensibil dinamica curentului în albie, și *lucrări de consolidare*, cînd rolul lor principal este limitat mai ales la apărarea și consolidarea fundului și malurilor albiei împotriva eroziunilor periculoase.

## 5.2. LUCRĂRI BIOLOGICE

Acestea folosesc vegetația forestieră și cea ierboasă.

5.2.1. **Perdele forestiere de protecție a albiilor.** Se amplasează pe albii late acoperite cu sedimente. Se dimensionează în funcție de lățimea albiei, lăsîndu-se un culoar (pe linia talvegului, pentru scurgerea curentului principal) suficient de lat pentru a nu da naștere la o creștere a vitezei apelor peste limita de la care s-ar putea produce eroziuni periculoase în albie. Ca specii se indică : sălciile, aninul negru, aninul alb și plopii euramericani pe terenuri cu textură mai fină și cu apă freatică la adîncime redusă (0,50 — 1,50m), plopul alb — pe terenuri cu procent mai mare de săruri, salcîmul și pinul silvestru — pe terenuri cu apa freatică la o adîncime mai mare de 2 m. Se recomandă folosirea sadelor și a puieților de talie mare, care rezistă mai bine la viituri.

Funcțiile acestor perdele sînt de a înălța fundul albiei, în zona plantată, prin colmatare naturală (în timpul viiturilor), de a pune în valoare terenurile respective și de a oferi o protecție permanentă malurilor împotriva curentului de apă.

5.2.2. **Perdele de protecție a digurilor.** Se folosesc în zona dig-mal și au rolul de a proteja digul de eroziunea provocată de curentul de viitură și de acțiunea valurilor și a gheșturilor, de a favoriza colmatarea gropilor de împrumut și, în sfîrșit, de a valorifica terenul rămas inundabil în afara incintei îndiguite.

5.2.3. **Înierbări.** Se folosesc pentru consolidarea taluzurilor canalelor sau a malurilor albiei naturale mai ales în bieful aval al construcțiilor hidrotehnice putînd să fie folosite în combinație cu gărduleţele care mențin pămîntul pe pantă și permit aplicarea pe taluz a unui strat de pămînt vegetal dacă este cazul. Semințele se seamănă în pămîntul afînat la o adîncime de cel puțin 10 cm. În general, se folosesc amestecuri de semințe de diferite specii de ierburi [22] deoarece o singură specie nu dă o îmbrăcăminte rezistentă.

5.2.4. **Brăzduiri.** Se folosesc mai ales la consolidarea taluzurilor canalelor de pămînt și a malurilor din zona disipatoarelor de energie ale barajelor. Brazdele se taie cu puțin timp înainte de folosire și se recoltează de pe terenuri aflate în condiții de sol și umiditate cît mai apropiate de cele ale locului de aplicare. Se folosesc *brazde-bucăți* groase de cel puțin 6 cm cu dimensiunile obișnuite de 25 × 40 cm sau 20 × 25 cm și *brazde-fișii* de circa 25 cm lățime și 1 — 3 m lungime. Brăzduirea se poate face *pe lat* în suprafețe complete sau în tablă de șah, sau în formă de *trepte* normale sau înclinate față de linia taluzului v. detalii în [22]).

## 5.3. LUCRĂRI HIDROTEHNICE TRANSVERSALE

Se clasifică în funcție de criterii diferite. Pentru cele care interesează aici, sînt de reținut clasificările următoare :

a) *După natura materialului principal folosit* : lucrări de lemn, de zidărie de piatră uscată (învelită sau nu în plasă de sîrmă), de zidărie de piatră cu mortar de ciment, de beton simplu, de zidărie mixtă (paramenții din zidărie de piatră, iar interiorul de beton), de beton armat, de pămînt, precum și din unele combinații de astfel de materiale.

b) *După înălțimea utilă* $Y_m$ (v. fig. XIV. 27), măsurată în bieful amonte între cota talvegului inițial și cota minimă a crestei deversorului : *traverse* $Y_m = 0$, *praguri* 0,00m $< Y_m \leqslant$ 1,50 m și *baraje* $Y_m >$ 1,50 m.

c) *După funcția principală* : lucrări de menținere a patului albiei la cota inițială ; (traversele), lucrări de consolidare a albiei prin realizarea unor căderi de mică înălțime

pentru frîngerea vitezei curentului și prin dirijarea curentului după un traseu favorabil (pragurile și barajele pînă la $Y_m \approx 4{,}00$ m), lucrări de retenție a aluviunilor în cantitate cît mai mare (barajele cu înălțimi, în general, peste 3,00 m) și lucrări cu funcțiune mixtă (de retenție și consolidare : barajele de diferite înălțimi, folosite după caz).

Toate lucrările transversale folosite special pentru amenajarea torenților sînt deversante. De aceea, cu ajutorul lor se urmărește realizarea nu numai a funcției de consolidare a patului și malurilor albiei sau de retenție a aluviunilor ci și de regularizare albiei prin dirijarea apelor după un anumit traseu corectat (fig. XIV. 18).

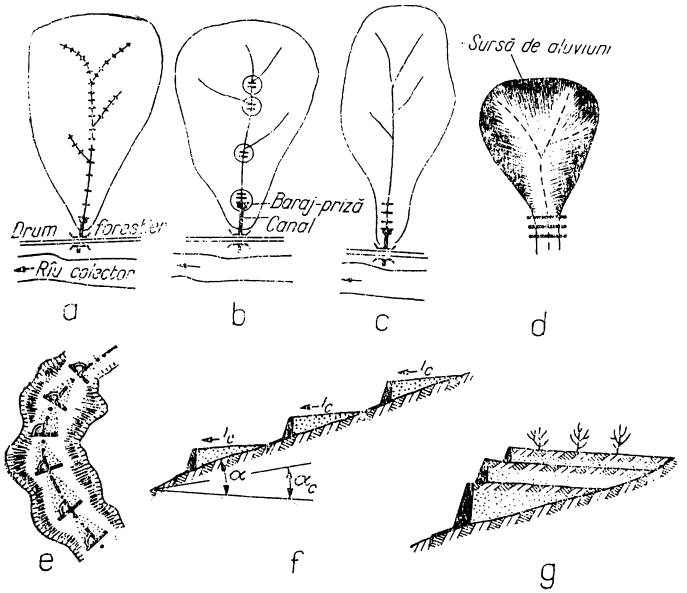



Fig. XIV.18. Exemple de amplasare a lucrărilor hidrotehnice transversale pe rețeaua hidrografică a unui torent :

*a* — amplasarea pe întreaga rețea erodată ; *b* — amplasarea barajelor de retenție a aluviunilor după metoda „nodurilor hidrotehnice" ; *c* — amplasarea barajelor de retenție la gura torentului ; *d* — baraje de retenție a aluviunilor, amplasate imediat în aval de sursa de aluviuni ; *e* — regularizare de albie cu ajutorul lucrărilor transversale ; *f* — amplasarea pragurilor și barajelor după principiul susținerii reciproce ; *g* — amplasarea barajelor la gura torentului după concepția lui Ph. Breton.

Alegerea materialului principal de construcție este condiționată de funcțiunea lucrării, de asigurarea stabilității și a rezistenței statice și la intemperii, de economicitatea materialului etc. În principiu, este necesar ca pentru asemenea lucrări să se folosească în primul rînd materiale locale limitîndu-se, pe cît este posibil, utilizarea materialului lemnos de valoare (bușteni, cherestea), a cimenturilor și, mai ales, a oțelului-beton.

La alegerea punctelor de amplasare a lucrărilor transversale, trebuie să se țină seama de următoarele condiții : volumul lucrării să fie minim, randamentul de retenție (în cazul barajelor cu funcție principală de retenție a aluviunilor) să fie maxim, malurile și patul albiei să fie cît mai stabile, obiectivele periclitate să fie bine apărate etc.

Cînd pragurile și barajele constituie un sistem *susținut*, ele se amplasează în așa fel ca aterisamentul unei lucrări să ajungă la extremitatea aval a disipatorului de energie al lucrării situată imediat în amonte (v. fig. XIV. 18). În acest scop, în proiectare se adoptă valori empirice ale *pantei de calcul* (panta probabilă a aterisamentului) cum sînt, de exemplu, cele ce urmează care au un caracter orientativ [17] : 0,5 % pentru aluviuni fine (argilă, lut), 1 % — nisip fără pietriș, 2 % — nisip amestecat cu pietriș, 3 % — pietriș amestecat cu bolovani, 4 % — bolovani. Aceste valori se iau în considerație pentru torenții care prejudiciază obiective foarte importante. În cazul torenților de pe teritoriul agricol, datorită condițiilor de dezvoltare mai rapidă a vegetației forestiere pe albii, valorile pantelor de calcul arătate pot fi mărite cu 10 — 50 %.

Înălțimea utilă a barajelor de consolidare se ia, în general, între 1,50 și 4,00 m, ar a celor de retenție a aluviunilor, între 3,00 și 8,00 m. Evident, în cazuri obligate aceste valori pot fi depășite.

5.3,1. **Lucrări de lemn.** Acestea au o mare eficacitate dacă sînt concepute, amplasate și executate așa fel încît să intre în vegetație și astfel să se transforme în *„baraje viețuitoare"*. Variantele constructive sînt foarte numeroase [1], dar ele pot fi grupate în tipurile următoare :

a. *Garnisaje din saltele de nuiele și fascine.* Se execută fie numai din crăci așezate în lung pe patul albiei sub forma unui prag de 0,40 — 0,50 m înălțime, fixat cu longrine transversale [20 ș.a.], fie dintr-un strat de nuiele de circa 0,10 m grosime consolidat cu fascine transversale avînd Ø = 0,15...0,30 m, fie dintr-un strat de fascine așezat peste unul din nuiele etc. Se folosesc pentru consolidarea ogașelor și ravenelor care transportă aluviuni fine și oferă suficientă umiditate pentru a permite lăstărirea.

b. *Praguri de fascine.* Sînt alcătuite din fascine așezate transversal pe patul albiei prinse cu țăruși și prevăzute cu radiere de diferite tipuri (fig. XIV. 19). Se folosesc în aceleași condiții ca și garnisajele.

c. *Cleionaje.* Se execută din garduri de nuiele dispuse transversal pe albie, pe un singur rînd (cleionaje simple, fig. XIV. 20), sau pe două rînduri (cleionaje duble, fig. XIV.21) avînd înălțimea de 0,50 — 1,00 m.

d. *Praguri și baraje de lemn* (fig. XIV. 22). Se execută fie din trunchiuri cu crăci (ca praguri), fie din bușteni (ca praguri sau baraje) sub forma unor cutii (căsoaie) cu secțiune transversală trapezoidală umplute cu piatră (tabelul XIV. 11). Sînt elastice, se execută ușor dar consumă lemn gros și putrezesc repede.

5.3.2. **Lucrări de zidărie uscată.** Zidăria uscată se recomandă numai în construcția *pragurilor* (fig. XIV. 23), a căror înălțime utilă nu trebuie să depășească, în general, 1,50 m (tabelul XIV. 12). Asemenea lucrări se folosesc pe albii neafectate de fenomene de alunecare sau de surpare, care nu transportă aluviuni mai mari decît pietrișul și a căror deschidere nu este mai mare de 10—15 m ; sînt rentabile numai dacă există la fața locului

[1] Vezi detaliile din „Catalogul de lucrări și elemente constructive tip pentru corectarea torenților și ameliorarea terenurilor degradate". Institutul de Studii și Proiectări Forestiere, București, 1965.

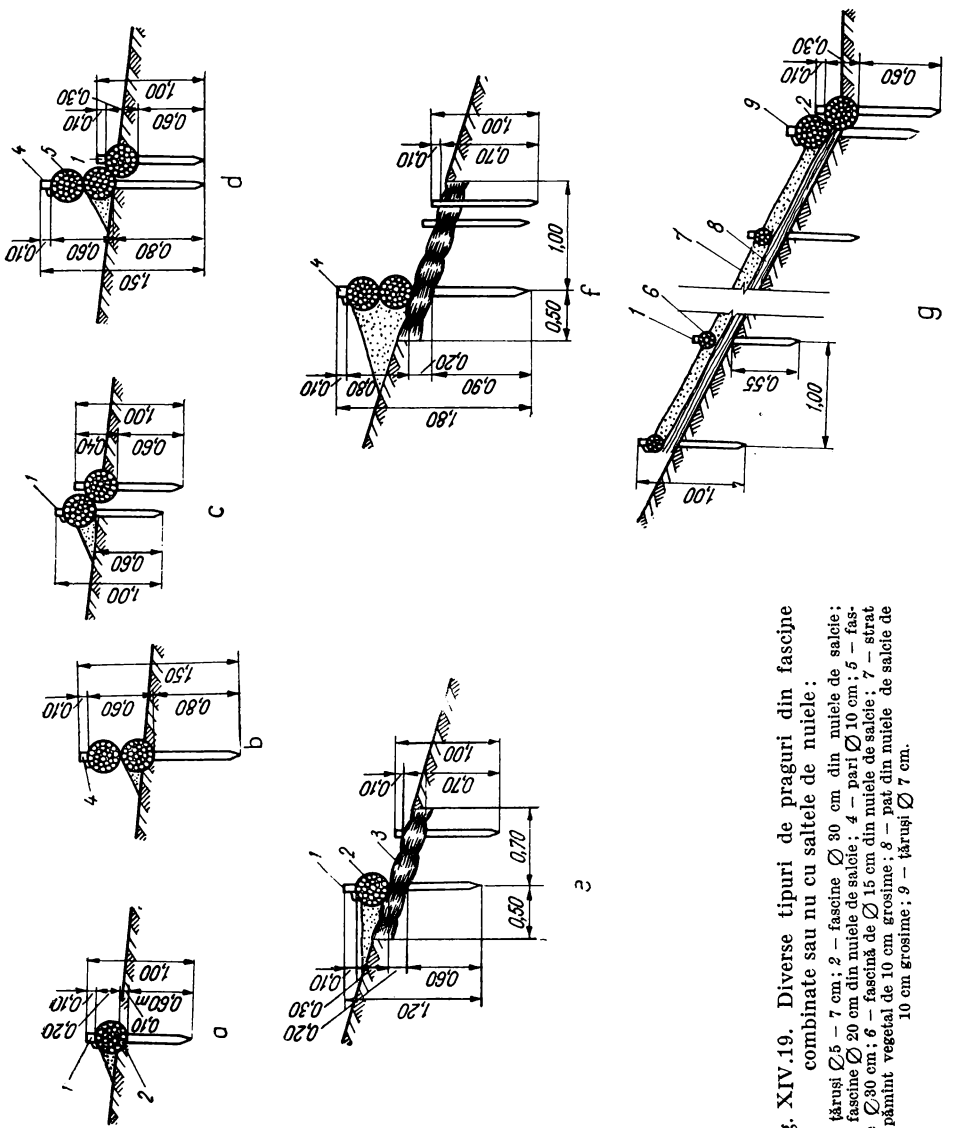



Fig. XIV.19. Diverse tipuri de praguri din fascine combinate sau nu cu saltele de nuiele:

*1* – țăruși ∅ 5 – 7 cm; *2* – fascine ∅ 30 cm din nuiele de salcie; *3* – fascine ∅ 20 cm din nuiele de salcie; *4* – pari ∅ 10 cm; *5* – fascine ∅ 30 cm; *6* – fascină de ∅ 15 cm din nuiele de salcie; *7* – strat din pământ vegetal de 10 cm grosime; *8* – pat din nuiele de salcie de 10 cm grosime; *9* – țăruși ∅ 7 cm.

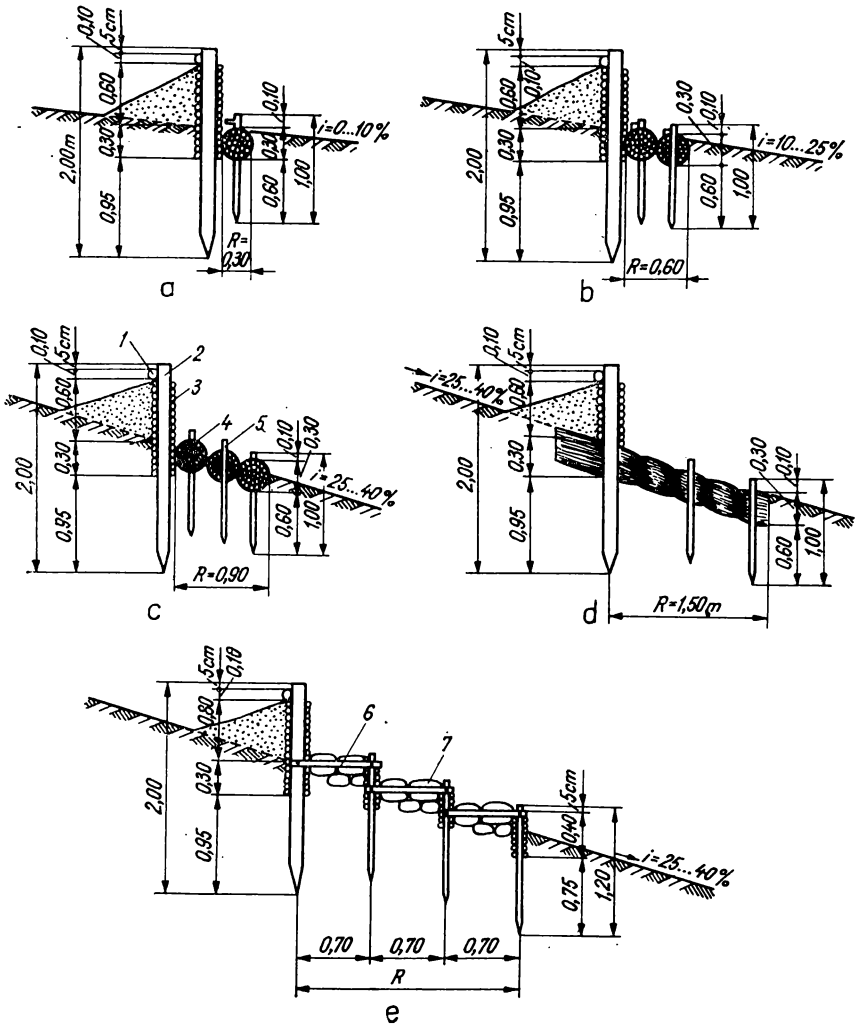



Fig. XIV. 20. Diverse tipuri de cleionaje simple :

*1* — longrină ∅ 8 — 10 cm ; *2* — pari ∅ 12 cm ; *3* — împletitură de nuiele ; *4* — fascine ∅ 30 cm ; *5* — ţăruşi cu cîrlig ∅5 — 7 cm ; *6* — moaze ∅ 6 — 8 cm ; *7* — lespezi de piatră.

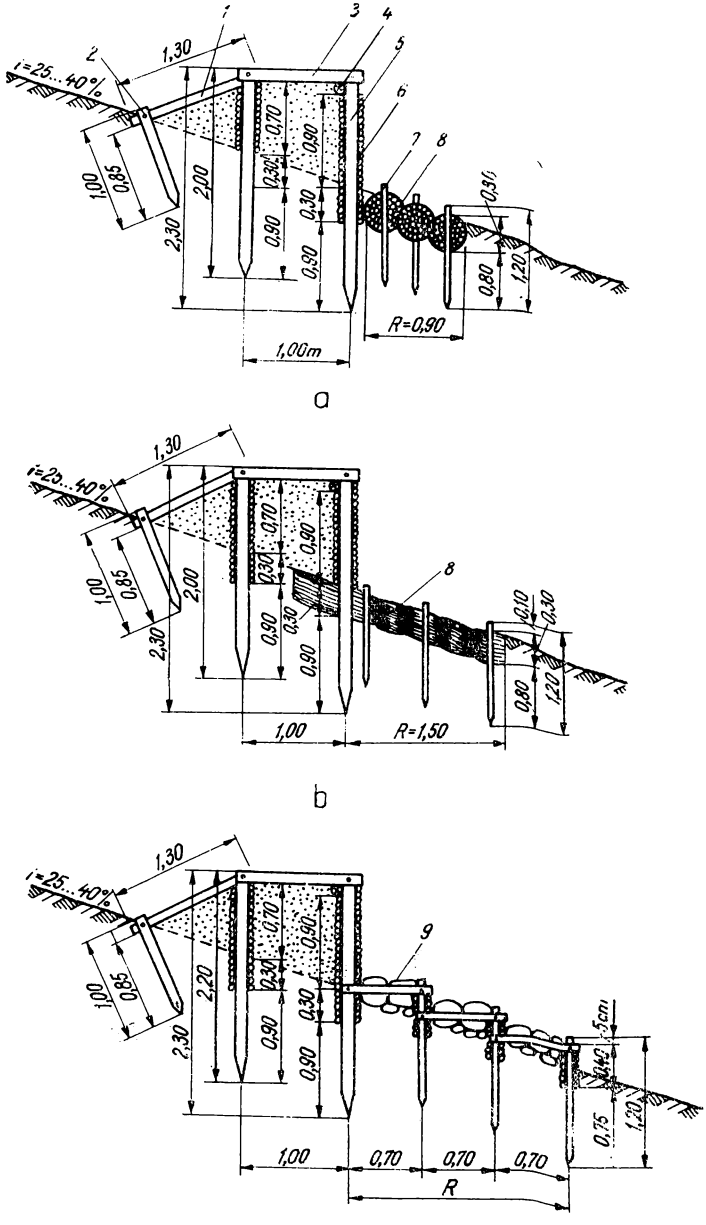



**Fig. XIV. 21. Diverse tipuri de cleionaje duble :**

*1* — cleşte ∅ 8—10 cm; *2* — par ∅ 10 cm; *3* — moază ∅ 8—10 cm; *4* — longrină ∅ 8 — 10 cm; *5* — par ∅ 12 cm; *6* — împletitură de nuiele; *7* — ţăruş cu cîrlig ∅ 5 — 7 cm; *8* — fascine ∅ 30 cm cu nuiele de salcie; *9* — lespezi de piatră.

piatră de dimensiuni mari (blocuri cu volum minim de 0,125 m³ echivalent cubului de 0,50 m latură). Deversorul are formă trapezoidală sau circulară, iar sarcina acestuia nu trebuie să depășească 1 m.

5.3.3. **Lucrări din gabioane.** Cu ajutorul lor se execută *praguri* sau chiar *baraje* (cu $Y_m \leqslant 3{,}00$ m), (tabelulXIV.13). După modul de execuție se deosebesc : *praguri dintr-un*

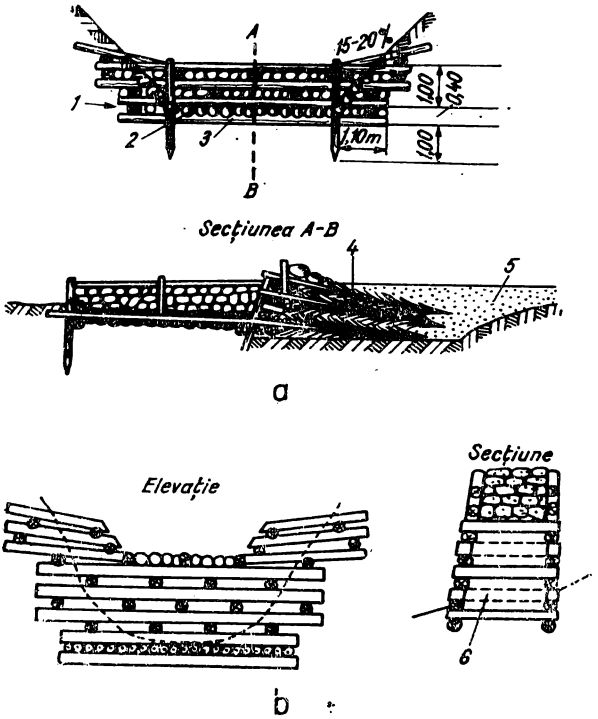



Fig. XIV.22. Praguri și baraje din lemn :

*a* — din trunchiuri de arbori cu crăci ; *b* — din bușteni (căsoaie) [12] : *1* — căptușiri de maluri ; *2* — radier de piatră ; *3* — talpă ; *4* — arbori întregi (longitudinali) ; *5* — aterisament ; *6* — umplutură de piatră.

*singur gabion* (denumite și praguri din gabioane monolit, fig. XIV.24,*a*) folosite pe albii torențiale cu secțiunea transversală în V și *praguri și baraje din mai multe gabioane* (fig. XIV.24,*b*). Deversorul are formă dreptunghiulară sau trapezoidală. Asemenea lucrări au avantajul că sînt elastice și destul de durabile dacă torentul nu transportă în cantitate mare bolovani sau blocuri de piatră care ar putea tăia plasa de sîrmă ; de aceea, de multe ori, coronamentul și paramentul aval se tencuiesc cu un strat de mortar de ciment de circa 5 — 8 cm grosime.

*Tabelul XIV.11*

**Dimensiunile lucrărilor transversale din bușteni și umplutură (căsoaie) [17]**

| Specificarea | TIPUL | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Înălțimea utilă a lucrării, în m | 1,00 | 2,00 | 3,00 | 4,00 |
| Grosimea la coronament, în m | 1,00 | 1,50 | 1,85 | 2,10 |
| Fructul paramentului amonte $\lambda_1$ | 0,00—0,20 | 0,00—0,20 | 0,00—0,20 | 0,00—0,20 |
| Fructul paramentului aval $\lambda$ | 0,10—0,30 | 0,10—0,30 | 0,10—0,30 | 0,10—0,30 |
| Adîncimea fundației, în m | 0,70 | 1,00 | 1,00 | 1,50 |

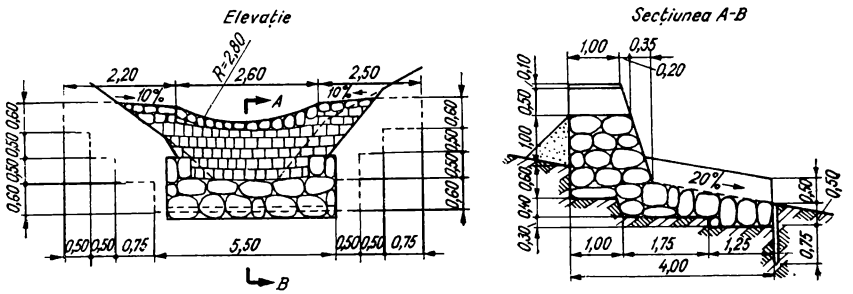



Fig. XIV.23. Schema unui prag din zidărie uscată.

*Tabelul XIV.12*

**Dimensiunile pragurilor de zidărie uscată [17]**

| Specificarea | TIPUL | |
|---|---|---|
| | 1 | 2 |
| Înălțimea utilă a pragului, în m | 1,00 | 1,50 |
| Grosimea la coronament, în m | 1,00 | 1,50 |
| Fructul paramentului amonte $\lambda_1$ | 0,20—0,30 | 0,20—0,30 |
| Fructul paramentului aval $\lambda$ | 0,00—0,10 | 0,00—1,00 |
| Adîncimea fundației, în m | 0,50 | 0,70 |

5.3.4. **Lucrări de zidărie de piatră cu mortar sau de beton.** Sînt lucrările cele mai indicate pentru amenajarea albiei principale a torentului în partea mijlocie și inferioară. Ca materiale se folosesc : *piatra de construcție* (provenită din roci vulcanice, calcare dure, gresii silicioase sau șisturi cristaline exploatate din carieră), *cimentul* (P 300, M 300, M 400 și excepțional P 400), *apa*, *nisipul*, *pietrișul*, sau, foarte frecvent, *balastul* (ameste-

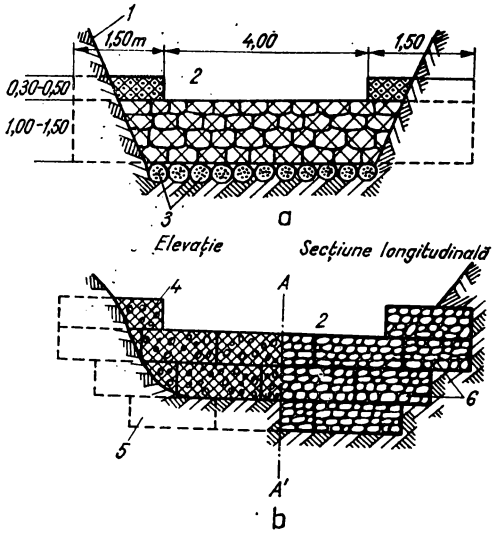



Fig. XIV. 24. Exemple de praguri și baraje din gabioane :

*a* — prag din gabion monolit ; *b* — prag sau baraj din mai multe gabioane [20] ; *1* — linia malurilor ; *2* — deversor ; *3* — suluri de fascine ∅ 30 — 40 cm ; *4* — aripă ; *5* — fundație ; *6* — gabioane.

*Tabelul XIV.13*

**Dimensiunile lucrărilor transversale din zidărie uscată în plasă de sîrmă (gabioane) [17]**

| Specificarea | TIPUL | | |
|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 |
| Înălțimea utilă a lucrărilor, în m | 1,00 | 2,00 | 3,00 |
| Grosimea la coronament, în m | 1,00 | 1,80 | 2,20 |
| Fructul paramentului amonte $\lambda_1$ | — | — | — |
| Fructul paramentului aval $\lambda$ | — | — | — |
| Adîncimea fundației, în m | 0,50 | 1,00 | 1,00 |

cul natural de nisip și pietriș), toate trebuind să îndeplinească condițiile de puritate și mecanice specifice construcțiilor hidrotehnice în general. Se recomandă folosirea cu precădere a zidăriei de piatră cu mortar de ciment deoarece este mai rezistentă la intemperii și la uzura apelor încărcate cu aluviuni. Folosirea betonului este limitată numai la cazurile impuse de anumite condiții constructive sau statice sau cînd din calculele

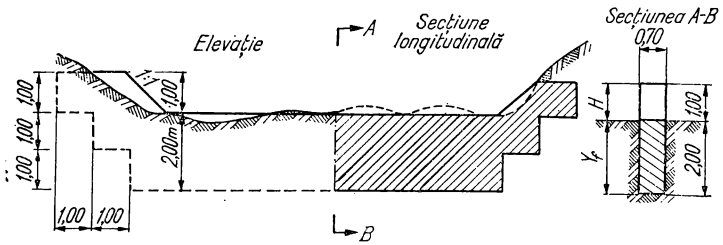



Fig. XIV. 25. Schema unei traverse.

economice comparative, apare mai avantajoasă decît folosirea zidăriei de piatră. Se recomandă și folosirea betonului ciclopean cu un volum de bolovani care să nu depășească 30% din volumul total turnat. Se deosebesc următoarele tipuri de lucrări:

a. *Traverse* (fig. XIV. 25). Se execută din beton sau din zidărie de piatră cu mortar și se amplasează pe albiile torenților în zona lor inferioară (de obicei, în aval de disipatoarele de energie ale barajelor) cu scopul de a consolida patul albiei și a dirija apele de viitură. Folosirea lor trebuie făcută cu prudență deoarece pot deveni, ele însile, cauze de degradare excesivă a albiei. De aceea, ca o măsură generală de precauție se recomandă ca adîncimea lor și distanța dintre ele să se aleagă astfel încît, în cazul unor eroziuni puternice să se conteze pe o pantă nulă a talvegului între două traverse succesive.

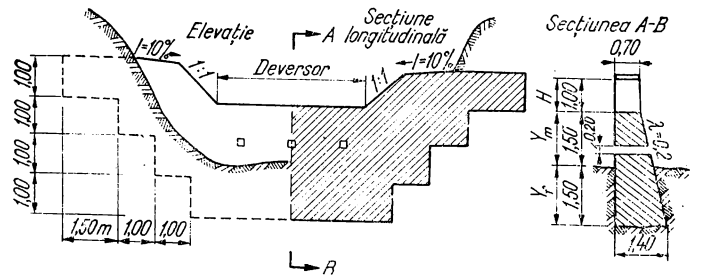



Fig. XIV. 26. Schema unui prag din beton sau din zidărie de piatră cu mortar.

Secțiunea transversală este dreptunghiulară sau trapezoidală cu grosimea medie de cel puțin 0,70 m, iar adîncimea de 1,00—2,00 m.

b. *Praguri* (fig. XIV. 26). Au secțiune trapezoidală cu paramentul amonte vertical și paramentul aval înclinat ($\lambda \approx 0{,}2$). Grosimea la coronament se ia de circa 0,70 m,

iar adîncimea fundației de 1,00—1,50 m, după natura terenului. Se folosesc pe albiile ravenelor și torenților cu scopul de a consolida patul și malurile albiei și, într-o oarecare măsură, de a reține aluviuni.

c. *Baraje.* Tipul de baraj folosit curent în corectarea torenților este cel cu *profil trapezoidal*, avînd paramentul amonte vertical, iar paramentul aval cu un fruct $\lambda \geqslant 0{,}2$:

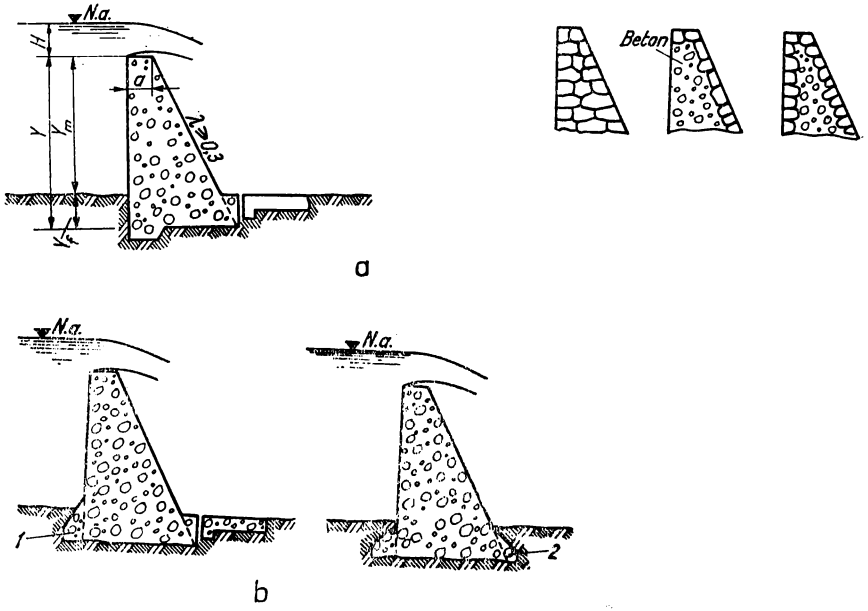



Fig. XIV. 27. Baraje din beton sau din zidărie :

*a* — baraj trapezoidal din beton, din zidărie cu mortar sau din zidărie mixtă (beton și zidărie de piatră); *b* — baraje din beton cu fundație evazată în amonte și aval; *1* — consolă amonte; *2* — consolă aval.

(fig. XIV. 27, *a*). Cu o largă aplicabilitate este și tipul de *baraj cu fundație evazată* (fig. XIV. 27, *b*) realizat prin lățirea fundației sub forma unor console (de obicei, evazarea se face numai spre amonte); se folosește, însă, numai dacă există condiții pe șantier de realizare a unor betoane sau mortare cu rezistențele necesare. Ambele tipuri sînt baraje de greutate rectilinii. În corectarea torenților se pot folosi și *baraje în arc* (fig. XIV.28) cu înălțimea utilă $Y_m \leqslant 10$ m, dacă sînt satisfăcute o serie de condiții geotehnice, topografice, de ordin constructiv și economice [17]. Se deosebesc *baraje în arc propriu-zis* cînd $b/Y \leqslant 0{,}4$ și *baraje de greutate în arc* cînd $0{,}4 < b/Y < 0{,}6$, primele fiind recomandate dacă $L/Y \leqslant 2{,}5$, iar cele de-al doilea dacă $2{,}5 \leqslant L/Y < 5{,}0$ în care : $b$ este grosimea barajului la nivelul inferior al fundației, $Y$ — înălțimea totală a barajului, iar $L$ — deschiderea arcului.

5.3.5. **Baraje de beton armat.** Sînt cuprinse aici atît barajele executate în întregime din beton armat cît și cele la care acesta este folosit numai în anumite elemente ale barajelor. Toate au pînă în prezent un caracter experimental.

a. *Baraje din plăci de beton armat, în consolă* (fig. XIV. 29). La acestea, partea centrală (deversată) este alcătuită din beton armat sub forma unei plăci verticale (în elevație) încastrată într-o placă orizontală cu rol de fundație, astfel că în secțiune transversală profilul barajului apare sub forma unui T întors. Aripile se execută din beton simplu sau din zidărie de piatră cu mortar ori din beton armat [14].

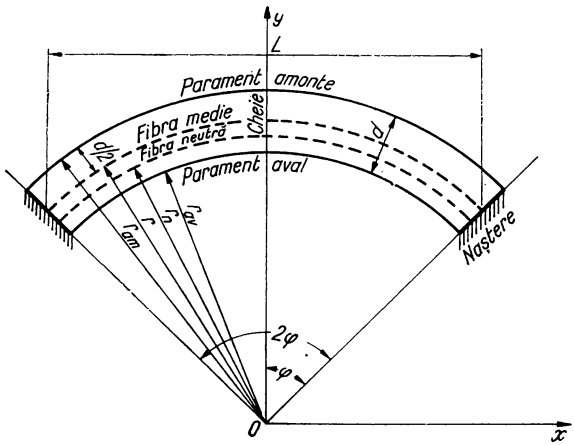



Fig. XIV. 28. Schița unui baraj în arc [17].

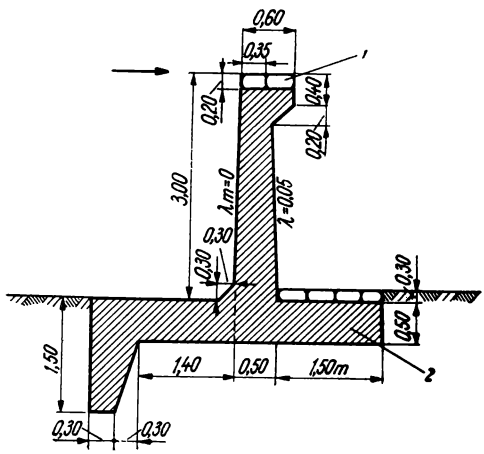



Fig. XIV.29. Secțiune printr-un baraj de beton armat din plăci sub formă de T întors [14]:
*1* – zidărie de piatră cu mortar de ciment; *2* – beton armat.

b. *Baraje filtrante, de beton armat pe contraforți* (fig. XIV. 30). Deși executate tot experimental, totuși, realizînd economii volumetrice mari și necesitînd o cantitate mai mică de oțel-beton, ele au fost folosite pe scară mai largă. Partea centrală a acestor baraje este alcătuită dintr-un grătar din bare, sprijinit pe contraforți distanțați la 2 — 4 m unul de altul [14]. Barele pot fi de beton armat turnat pe loc, din elemente prefabricate de beton

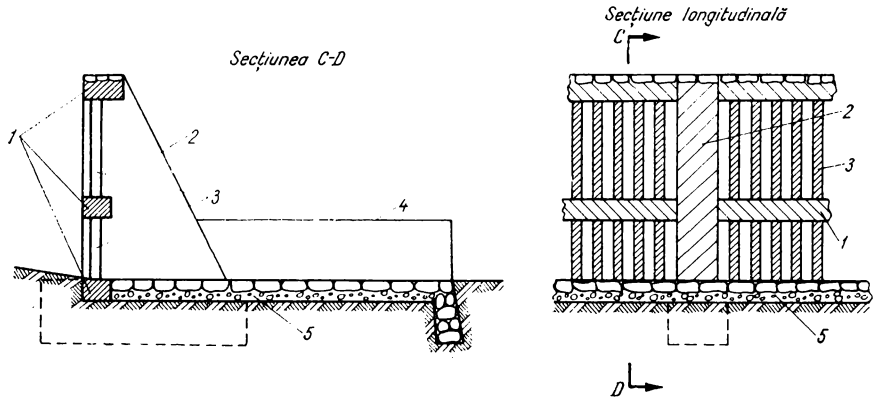



Fig. XIV.30. Baraj din bare de beton armat și contraforți de greutate (după N. Gologan) :

*1* — grinzi orizontale; *2* — contrafort; *3* — bare verticale; *4* — ziduri de gardă; *5* — radier.

armat, din șine de cale ferată sau din tuburi de metal. Grătarul a fost conceput în scopul evacuării unor fracțiuni din aluviunile transportate în timpul viiturilor și pentru reducerea presiunii hidrostatice pe paramentul amonte al barajului.

c. *Baraje cu canal-dren* (Rosič). Tipul de construcție este alcătuit dintr-un baraj propriu-zis, rectiliniu, avînd un orificiu de dimensiuni foarte mari care comunică în amonte cu un canal-dren, lung de 20 m executat din beton armat și prevăzut cu orificii prin care pot pătrunde apa și aluviunile fine.

5.3.6. **Baraje de beton (sau zidărie de piatră cu mortar) și pămînt** Acestea au partea centrală (deversată) de beton sau de zidărie de piatră cu mortar, iar aripile de pămînt sub forma unor diguri. Sînt prevăzute cu ziduri de gardă laterale, atît în amonte cît și în aval, pentru protecția aripilor (digurilor). Folosirea acestor baraje este indicată pe albii largi, unde există condiții de execuție mecanizată în care caz ele pot fi deosebit de economice (în Grecia, Italia etc. se folosesc pe scară largă).

## 5.4. LUCRĂRI HIDROTEHNICE LONGITUDINALE

Se execută din zidărie de piatră, de beton, beton armat, gabioane, cleionaje longitudinale, căsoaie de lemn, nuiele în straturi aplicate pe mal, fascine etc. Ca tipuri caracteristice, lucrările de acest fel pot fi grupate astfel :

5.4.1. **Pinteni (epiuri).** Se folosesc pe albiile late (peste 20 — 30 m) ale torenților care transportă aluviuni în cantități apreciabile, în situațiile în care este necesar să se protejeze unul sau ambele maluri împotriva eroziunilor, sau cînd se urmărește să se pună în valoare patul albiei în zona malurilor. În fig. XIV.31 este arătată una din dispozițiile în plan ale pintenilor. Se pot folosi pintenii permeabili sau impermeabili, submersibili sau insubmersibili. Se apreciază că distanța $b$, între doi pinteni consecutivi se poate lua: $b \geqslant 3/4\ l$, unde $l$ este lungimea pintenului din amonte. De remarcat că pintenii considerați individual au o așezare transversală.

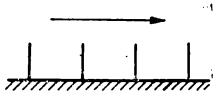


Fig. XIV.31. Pinteni.

5.4.2. **Diguri.** Se folosesc în scopul apărării malurilor sau al dirijării curentului după un anumit traseu. În corectarea torenților, asemenea lucrări se execută mai ales din gabioane (fig. XIV. 32), din cleionaje longitudinale sau din zidărie de piatră ori din beton. În cazul gabioanelor, este recomandabil ca acestea să se execute pe un pat de nuiele sau fascine.

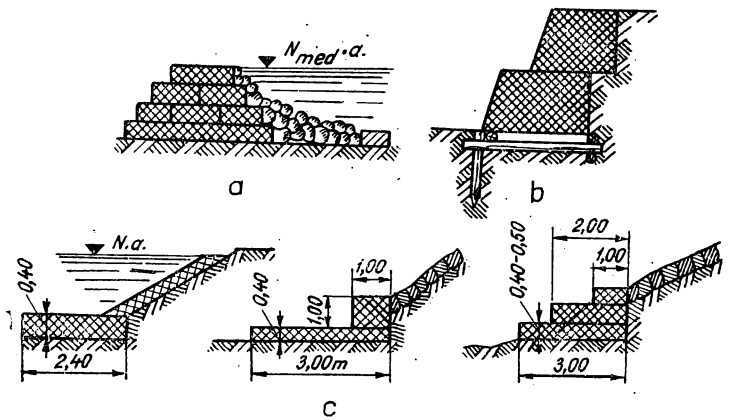



Fig. XIV. 32. Exemple de lucrări longitudinale din gabioane :
*a* — dig; *b*, *c* — lucrări aplicate pe taluzul malului.

5.4.3. **Îmbrăcăminți aplicate pe taluzul malului.** Acestea au rolul de a apăra și consolida malurile fără să afecteze sensibil dinamica curentului din albie. Pentru albiile torențiale se recomandă mai ales lucrările de lemn concepute și executate astfel încît să intre în vegetație, cum sînt : *gărduțele* (în solzi, continue, în romburi), *îmbrăcămintea de nuiele* (așezate în straturi de circa 10 cm grosime, sau sub formă de panouri de împletituri sau din fascine), *căsoaiele*, de diverse forme, așezate pe un pat de nuiele sau de fascine din specii ce lăstăresc etc. Piciorul taluzului se poate apăra cu fascine (fig. XIV. 33). Unde există piatră mare pe albie, se recomandă folosirea de consolidări din zidărie de piatră uscată (fig. XIV. 34). În anumite cazuri, se pot folosi și îmbrăcăminți mai rezistente, din beton sau din zidărie de piatră cu mortar (fig. XIV. 35).

5.4.4. **Canale.** Reprezintă, după lucrările transversale, construcțiile cele mai importante folosite în corectarea torenților și apărarea imediată a obiectivelor interceptate de viituri. Pot fi clasificate după mai multe criterii : clasa de importanță (STAS 5576—63), forma secțiunii transversale, continuitatea sau discontinuitatea pantei longitudinale (canale fără trepte sau cu trepte de cădere), modul de captare a apei (canale cu baraj de

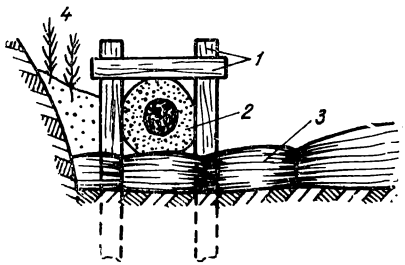



Fig. XIV. 33. Apărarea piciorului taluzului cu fascine :

*1* — cadru din pari și moaze; *2* — fascină lestată; *3* — fascină tip „mătură"; *4* — plantație forestieră.

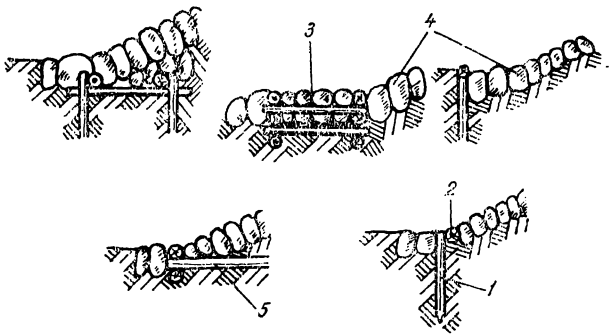



Fig. XIV. 34. Exemple de consolidări de maluri din zidărie uscată de piatră :

*1* — țăruș; *2* — longrină; *3* — căsoaie cu umplutură de piatră; *4* — pereu din zidărie fără mortar; *5* — traversă [12].

priză sau canale cu priză la nivelul albiei), regimul de mișcare a curentului, materialul principal de construcție etc. După ultimul criteriu, cel mai utilizat în practică, canalele se clasifică în : canale de beton simplu (beton masiv sau în plăci), de beton armat, de zidărie de piatră cu mortar, de pământ, de lemn etc. În general, canalele folosite în corectarea torenților au secțiuni trapezoidale sau dreptunghiulare, cu un singur profil sau cu profil dublu realizat prin două diguri de pământ, executate de-o parte și de alta a profilului

inferior (digurile se consolidează cu vegetație, cu plăci de beton sau cu zidărie uscată). (fig. XIV.36).

Canalele de beton sau de zidărie se recomandă cînd : panta longitudinală a albiei este peste 2 — 3%, trebuie să se ocupe o zonă cît mai îngustă de teren, debitul solid este mare, iar granulometria aluviunilor nu permite reducerea vitezei sub valoarea la care

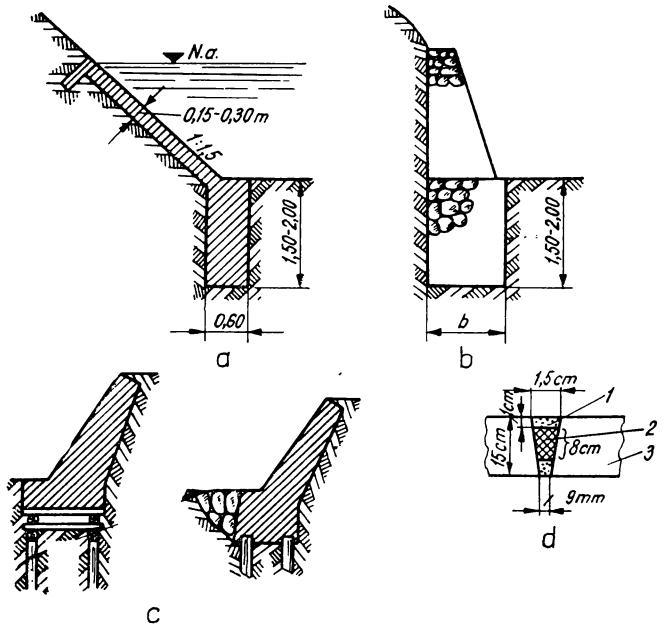



Fig. XIV.35. Exemple de consolidări de maluri din beton și din zidărie de piatră cu mortar :

*a*, *c* — lucrări din beton ; *b* — zid de sprijin din zidărie ; *d* — amenajarea rosturilor de dilatație la îmbrăcămințile din beton aplicate pe taluz (după Härtel, Winter și B. Pascenco) ; *1* — mortar slab ; *2* — asfalt ; *3* — beton.

nu se produc eroziuni periculoase în canalele de pămînt etc., Canalele de zidărie sînt, la același cost al materialelor de construcție, mai scumpe decît canalele din plăci de beton sau de beton armat datorită grosimii mari a pereurilor (0,40 — 0,50 m la zidărie față de 0,10 — 0,20 m la celelalte) ; în schimb ele sînt cele mai rezistente la eroziune și la intemperii.

Canalele de pămînt sînt indicate mai ales pe albiile pîraielor torențiale. Pe albiile torenților tipici se pot folosi dacă : sînt mult mai economice decît celelalte tipuri, dacă albia este lată și are o pantă sub 1 — 2%, granulometria și umiditatea terenului sînt favorabile construirii canalului și instalării vegetației, dacă punctele obligate de înscriere a traseului canalului nu reclamă modificări importante ale secțiunii transversale în zonele de trecere.

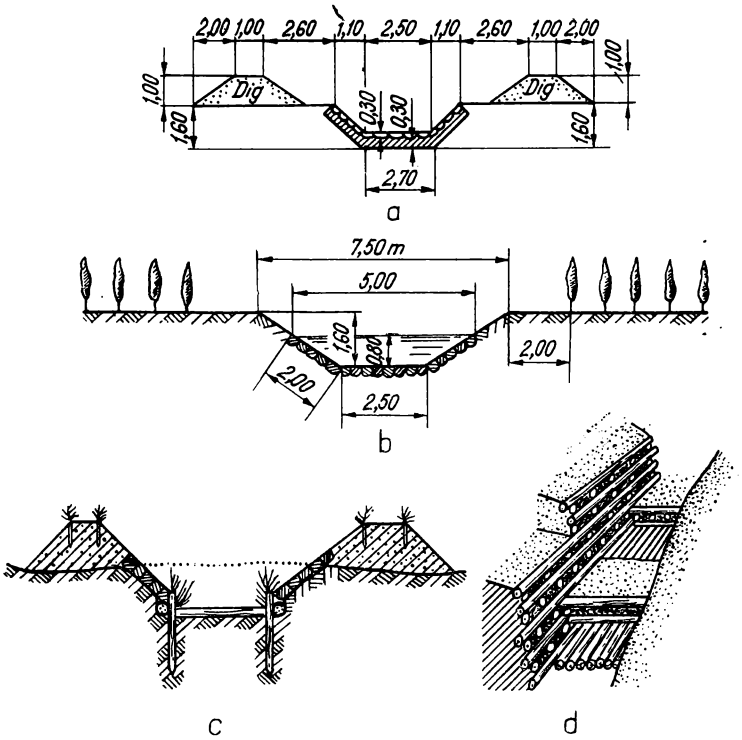



Fig. XIV.36. Exemple de canale folosite în corectarea torenților :

*a* – canal cu profilul minor căptușit cu zidărie de piatră pe pat de beton ; *b* – canal căptușit cu zidărie de piatră fără mortar ; *c* – canal consolidat cu traverse de lemn ; *d* – canal căptușit cu lemn rotund [12].

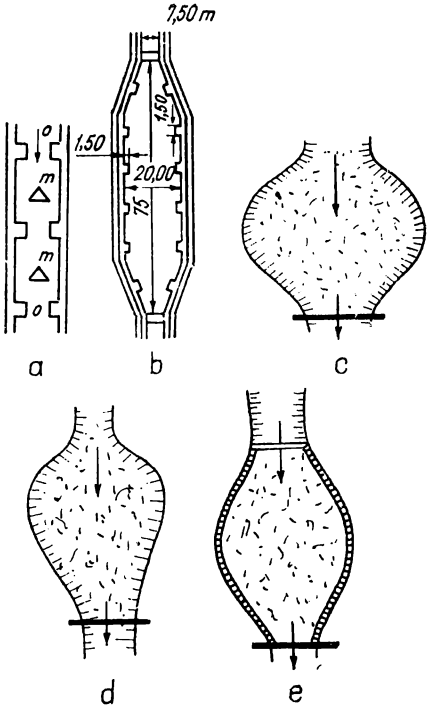



Fig. XIV.37. Capcane de aluviuni :

*a,b* – sistem labirint ; *c,d,e* – sistem îndiguit ; Δ – stîlpi triunghiulari [29].

5.4.5. **Capcane de aluviuni**[1] (camere pentru regularizarea scurgerii aluviunilor) (fig. XIV. 37). Sînt sectoare de albie limitate uneori cu pereți laterali de zidărie sau de beton, astfel încît în incinta lor viteza apelor de viitură să se micșoreze și deci să se determine depunerea. Sînt rentabile numai dacă se curăță mecanizat, ori dacă se concep în așa fel încît, în intervalul dintre viiturile mari, apele mai mici să poată spăla depozitul de aluviuni (soluție greu realizabilă în practică și posibilă numai în cazul mîlurilor sau nisipurilor), incinta devenind astfel disponibilă pentru retenții repetate. Pe porțiunile largi ale albiilor, pot fi prevăzute zone fără amenajări prea costisitoare a căror incintă nu se mai degajează; în acest fel se formează *plaje de aluviuni* care apoi se plantează cu specii forestiere (v. 5.2.1.).

## 5.5. DIMENSIONĂRI HIDRAULICE

Sînt examinate aici numai aspectele generale ale problemelor principale. [4, 17, 22 etc.].

5.5.1. **Deversoare.** Dimensionarea deversoarelor barajelor și pragurilor se face în funcție de *debitul de dimensionare* $Q_d$, iar verificarea — în funcție de debitul de verificare $Q_v$, la asigurările corespunzătoare clasei de importanță a lucrărilor (v. STAS 4068-62). Curent se folosesc deversoare trapezoidale cu umerii înclinați la 45°; în cazul albiilor înguste se folosesc și deversoare dreptunghiulare sau circulare. Datorită valorilor mici ale raportului $H_d/a$ ($H_d$ fiind sarcina deversorului corespunzătoare debitului de dimensionare), deversoarele barajelor și pragurilor folosite în corectarea torenților funcționează în general, în regim de *prag subțire* (fig. XIV. 38, cazul cel mai frecvent), sau în regim de

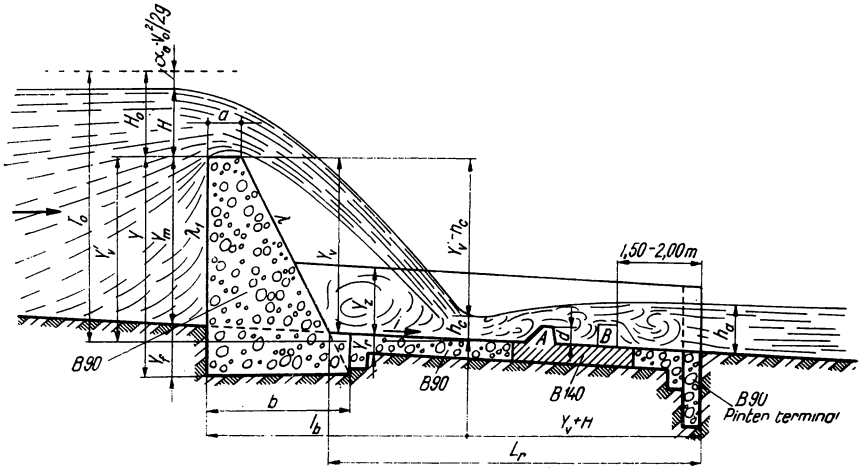



Fig. XIV. 38. Baraj deversor cu radier și dinți disipatori *A* și *B* așezați alternativ.

[1]) În prezent se folosesc și termenii: *decantoare* sau *depotoare*.

*profil practic trapezoidal*; cazul regimului de *prag lat* se realizează rar. Calculele hidraulice se fac ținîndu-se seama de contracția laterală. Înălțimea deversorului se ia, acoperitor, egală cu sarcina $H_v$, corespunzătoare debitului de verificare. Lățimea deversorului la partea inferioară $b$, se stabilește astfel ca radierul și zidurile de gardă să se înscrie în albie cu un volum minim de săpătură în maluri, iar lățimea radierului să fie cu 0,50 — 1,00 m mai mare decît lățimea deversorului la partea superioară.

Dimensionarea deversoarelor traverselor se face cu formula canalelor ținînd seama de contracția laterală exercitată de umerii traversei și de transportul de aluviuni $V = \varepsilon K C \sqrt{RJ}$, unde $\varepsilon$ este coeficientul de contracție laterală (ca la deversoarele barajelor), iar $K$—coeficientul de torențialitate (tabelul XIV. 14).

*Tabelul XIV.14*

**Valoarea coeficientului**[1] $K = \dfrac{1}{1+\eta(\gamma_p-1)}$

| $\gamma_p$ tf/m³ | $\eta$[1] | $K$ | $\gamma_p$ tf/m³ | $\eta$ | $K$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,60 | 0,10 | 0,95 | 2,20 | 0,10 | 0,89 |
| | 0,30 | 0,85 | | 0,30 | 0,71 |
| | 0,50 | 0,78 | | 0,50 | 0,63 |
| 1,80 | 0,10 | 0,93 | 2,40 | 0,10 | 0,88 |
| | 0,30 | 0,81 | | 0,30 | 0,71 |
| | 0,50 | 0,72 | | 0,50 | 0,59 |
| 2,00 | 0,10 | 0,91 | 2,60 | 0,10 | 0,86 |
| | 0,30 | 0,77 | | 0,30 | 0,68 |
| | 0,50 | 0,67 | | 0,50 | 0,56 |

[1] $\gamma_p$ este greutatea volumetrică a materialului solid transportat de apa, iar $\eta$ este coeficientul de încărcare a apei cu aluviuni (v. detalii în lucrarea [20]).

5.5.2. **Construcțiile de amenajare a biefului aval al barajelor și pragurilor.** În scopul protejării albiei împotriva eroziunilor provocate de jetul deversant și al evacuării dirijate a apelor, în bieful aval al barajelor și pragurilor se execută disipatoare hidraulice de energie prevăzute, lateral, cu ziduri de gardă (de conducere) și, în aval, cu risberme elastice (din saltele de gabioane, de blocuri de beton etc.). În cazul barajelor înalte amplasate pe albii erodabile se recomandă, pentru siguranță, executarea și a cîtorva traverse în aval de risberma disipatorului.

Cînd conjugarea curenților (deversant și cel din bieful aval) se face cu salt apropiat sau cu salt înecat sau cînd ambii curenți sînt rapizi, pentru apărarea albiei și micșorarea vitezei se folosesc în general, *radiere* de zidărie cu mortar sau de beton prevăzute, de cele mai multe ori cu *dinți disipatori* (v. fig. XIV. 38) dispuși pe un singur rînd dacă $T_0 < 4$ m, sau pe două rînduri dacă $T_0 \geqslant 4$ m sau dacă $T_0 < 4$ m dar albia din aval este foarte

erodabilă. Lungimea radierului se ia empiric $L_r = l_b + Y_v\,(1 - \lambda) + H - a$ dacă deversorul este cu prag subțire, sau $L_r = l_b + Y_v\,(1 - \lambda) + H$ dacă deversorul este cu profil practic sau cu prag lat [17]. Bătaia lamei deversante $l_b$ se calculează cu formulele (M.D. Certousov): $l_b = 0{,}33\,H_0 + 1{,}38\sqrt{H_0(Y_v' + 0{,}45\,H_0)}$ (devrsor cu prag subțire), $l_b = 1{,}33 \times \sqrt{H_0\,(Y_v' + 0{,}30\,H_0)}$ (deversor cu profil practic) și $l_b = 1{,}64\,\sqrt{H_0(Y_v' + 0{,}24\,H_0)}$ (deversor

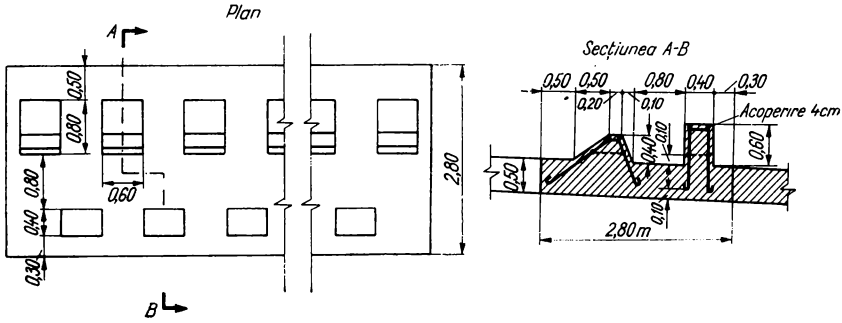



Fig. XIV. 39. Schiță cu dimensiunile și dispunerea dinților disipatori [17].

cu prag lat), în care $Y_v'$ este înălțimea pragului deversorului deasupra punctului în care lama deversantă atinge radierul. Grosimea radierului $Y_r$ se stabilește în funcție de înălțimea de cădere, de la 0,50 m la $(Y_v + H_0) \leqslant 6$ m pînă la 0,70 m la $(Y_v + H_0) > 8$ m [17]. Radierul se protejează întotdeauna cu un pinten (dinte) terminal fundat la cel puțin 1,50 m, încastrat în maluri și avînd coronamentul la nivelul radierului. Dacă se prevăd dinți pe două rînduri, atunci amplasarea lor se face altern (fig. XIV. 39); înălțimea dinților din rîndul amonte se ia de 0,30 —0,50 m, iar a celor din aval de 0,45 — 0,75 m, în funcție de adîncimea contractată $h_c$. Înălțimea zidurilor de gardă se ia: $Y_z \geqslant (d + 0{,}6\,H)$ [17].

Cînd conjugarea curenților se face cu salt îndepărtat sau cînd ambii curenți sînt rapizi dar este necesară realizarea saltului apropiat sau înecat, se prevede un disipator dintre tipurile următoare: radier cu prag disipator, bazin de disipare sau bazin cu prag disipator. Înălțimea zidurilor de gardă se ia $Y_z \geqslant 1{,}20\,h_2$, unde $h_2$ este a doua adîncime conjugată a saltului.

5.5.3. **Racordarea între barajul-priză și canal.** Racordarea dintre secțiunea radierului barajului-priză și secțiunea canalului din aval destinat să evacueze apele de viitură, se face printr-un tronson de canal convergent (confuzor) sau divergent (evazor). În cazul unei racordări convergente (aproape exclusiv întîlnit în practică) lungimea radierului barajului se ia $L_r \geqslant l_b + 2\,h_c$, iar *confuzorul* se prevede lateral cu ziduri drepte, racordate lin în plan orizontal și vertical cu zidurile de gardă ale radierului (în amonte) și cu taluzurile canalului (în aval). Valoarea unghiului zidurilor cu axa de simetrie a confuzorului este foarte nesigură; în practică se ia provizoriu de circa 12,5° și se definitivează pe baza calculului hidraulic.

Înălțimea zidurilor confuzorului trebuie să fie mai mare decît adîncimea curentului, iar aceasta se determină din condiția de bilanț energetic (ecuația lui Bernoulli) aplicată, în diverse secțiuni succesive ale curentului. Se pleacă de la o secțiune cunoscută *1 — 1*,

de exemplu de la adîncimea contractată $h_c = h_1$ (fig. X1V. 40), și se determină adîncimea $h_2$ a curentului în secțiunea imediat următoare 2—2, din aval, situată la distanța $l_{1-2}$ de prima, admițînd că între cele două secțiuni mișcarea este gradual variată. Adîncimea $h_2$ se obține prin încercări din condiția satisfacerii egalității $H_1 = H_{A2} + h_{r1-2}$, în care $h_{r1-2}$

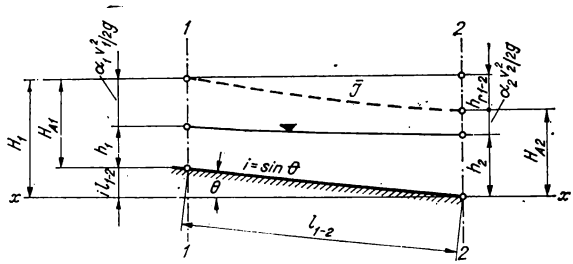



Fig. XIV. 40. Schemă pentru calculul mișcării gradual variate în confuzorul dintre barajul — priză și canal.

este pierderea de sarcină între secțiunile de calcul și se calculează din formula debitului în mișcarea uniformă :

$$h_r \approx l_{1-2}\ (J_1 + J_2)/2, \text{ unde } J_1 = Q^2/A_1^2\ C_1^2\ R_1, \text{ iar } J_2 = Q^2/A_2^2\ C_2^2\ R_2.$$

Dacă se dau adîncimile $h_1$ și $h_2$ din două secțiuni succesive ale curentului, distanța dintre aceste secțiuni $l_{1-2}$ (v. fig. X1V.40) se obține din condiția $l_{1-2}(\bar{J} - i) = (h_1 + \alpha_1 \times \times V_1^2/2g) - (h_2 + \alpha_2\ V_2^2/2g)$, unde $\bar{J} = (J_1 + J_2)/2$, luîndu-se practic, $\alpha_1 \approx \alpha_2 = \alpha$.

Adîncimea $h_c$ se obține prin încercări din relația de bilanț $T_0 = h_c + \alpha_c\ Q^2/\varphi_c^2 \times \times 2\ g\ A_c^2$, în care $\alpha_c$, $A_c$ și $\varphi_c$ sînt respectiv coeficientul lui Coriolis, suprafața udată și coeficientul de viteză în secțiunea contractată ($\varphi_c = 0{,}80 \ldots 0{,}95$). Pentru secțiuni trapezoidale, cu $A_c = h_c\ (b + m\,h_c)$, calculul lui $h_c$ se obține cu nomograma din fig. XIV.41 pe baza formulei de mai înainte. Pentru secțiuni dreptunghiulare, $h_c$ se obține prin încercări din aceeași formulă pusă sub forma $h_c = \alpha_c\, q/\varphi_c \sqrt{2\ g\ (T_0 - h_c)}$, în care $q = Q/b$ este debitul specific, iar $b$ este lățimea secțiunii contractate.

5.5.4. **Canale.** Forma secțiunii transversale a canalelor de evacuare a apelor de viitură depinde de materialul din care sînt construite, de viteza necesară a curentului, de secțiunile obligate (treceri pe sub poduri etc.), la care trebuie să se racordeze canalele ș.a. În general, dacă nu există considerente speciale, se recomandă forma trapezoidală, cu un coeficient de taluz $m$ stabilit, în cazul canalelor de pămînt, pe baza unui studiu geotehnic ; practic, însă, $m$ se ia din tabele [23 etc.].

Canalele trebuie să permită evacuarea debitului de verificare ținîndu-se seama și de posibilitatea scurgerii aluviunilor. Asigurările de calcul ale canalelor care se înscriu sub

poduri și podețe vor fi cele corespunzătoare acestor construcții, prevăzîndu-se și garda prescrisă [17].

Vitezele medii în secțiuni nu trebuie să depășească valorile admisibile adoptate îd proiectare [17, 23 etc.]. În cazul vitezelor mari care ar putea depăși valorile admisibile

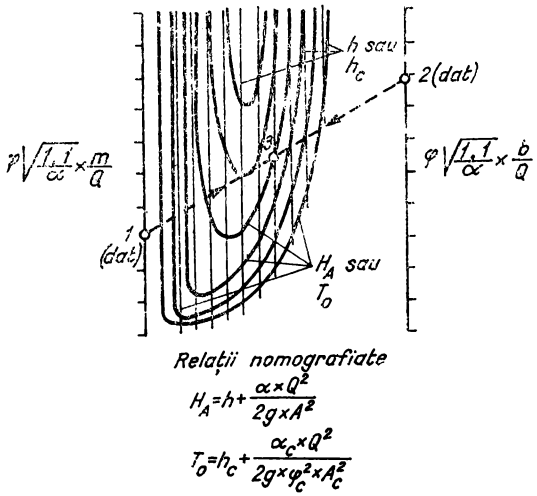



Fig. XIV.41. Schema de folosire a unei nomograme pentru calculul energiei specifice a secțiunii $H_A$ și a adîncimii contractate $h_c$ (după R. Gaspar), [17].

se pot folosi *macrorugozități artificiale* sau, dacă terenul permite, secțiuni cu rază hidraulică mai mică (soluție de preferat).

Pentru a nu se produce eroziuni periculoase la ieșirea apelor din canale, la capătul aval al acestora se amenajează un *evazor* sub forma unei pîlnii divergente amenajată cu dinți disipatori dispuși în șah și aleși astfel încît să nu provoace un remuu periculos în canal.

Mișcarea în canalele folosite în corectarea torenților este, în general, *nepermanentă*. Totuși, pentru intervalul de timp în care debitul oscilează relativ puțin în jurul valorilor maxime de calcul, se admite că mișcarea este *permanentă* (uniformă sau, mai frecvent, neuniformă). Majoritatea canalelor funcționează în *regim rapid*, cazurile cu *regim lent* fiind relativ rare. Recunoașterea regimului se face prin calculul lui $h_{cr}$ (fig. XIV. 42).

În cazul mișcării *permanente uniforme*, calculul se face cu formula cunoscută $Q = A\,C\sqrt{RJ}$. Se recomandă folosirea secțiunilor *optime din punct de vedere hidraulic* oricînd ele se apropie de condiția de optim economic și cînd nu există restricții speciale ; pentru dimensionarea secțiunilor trapezoidale optime v. fig. XIV. 43. Alte ele-

mente hidraulice sau geometrice ale secțiunilor trapezoidale sau dreptunghiulare se pot calcula cu nomogramele date în [10, 17, 24, 25 etc.].

În cazul mișcării permanente neuniforme se vor dimensiona, respectiv verifica, secțiunea de trecere de la confuzor la canal, secțiunile în curbe, secțiunile sub poduri și

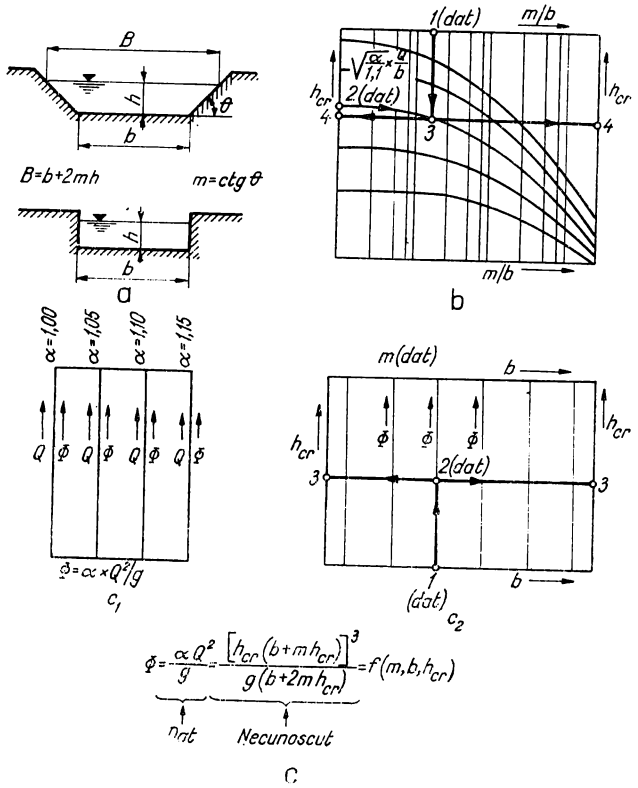



Fig. XIV. 42. Scheme de folosire ale unor nomograme pentru calculul adîncimii critice în albii trapezoidale și dreptunghiulare :

*a* — secțiuni uzuale; *b* — nomogramă după R. Gaspar [17]; *c* — nomograme după S.Munteanu ș.a. (se calculează funcția Φ cu nomograma $c_1$, apoi cu Φ, *b* și *m* cunoscuți se obține $h_{cr}$ din nomograma $c_2$).

podețe, secțiunile cu trepte de cădere, secțiunile de trecere de la canale pereate la canale de pămînt etc ; de asemenea, la verificarea secțiunilor se va avea în vedere posibilitatea unei puternice autoaerări a curenților rapizi.

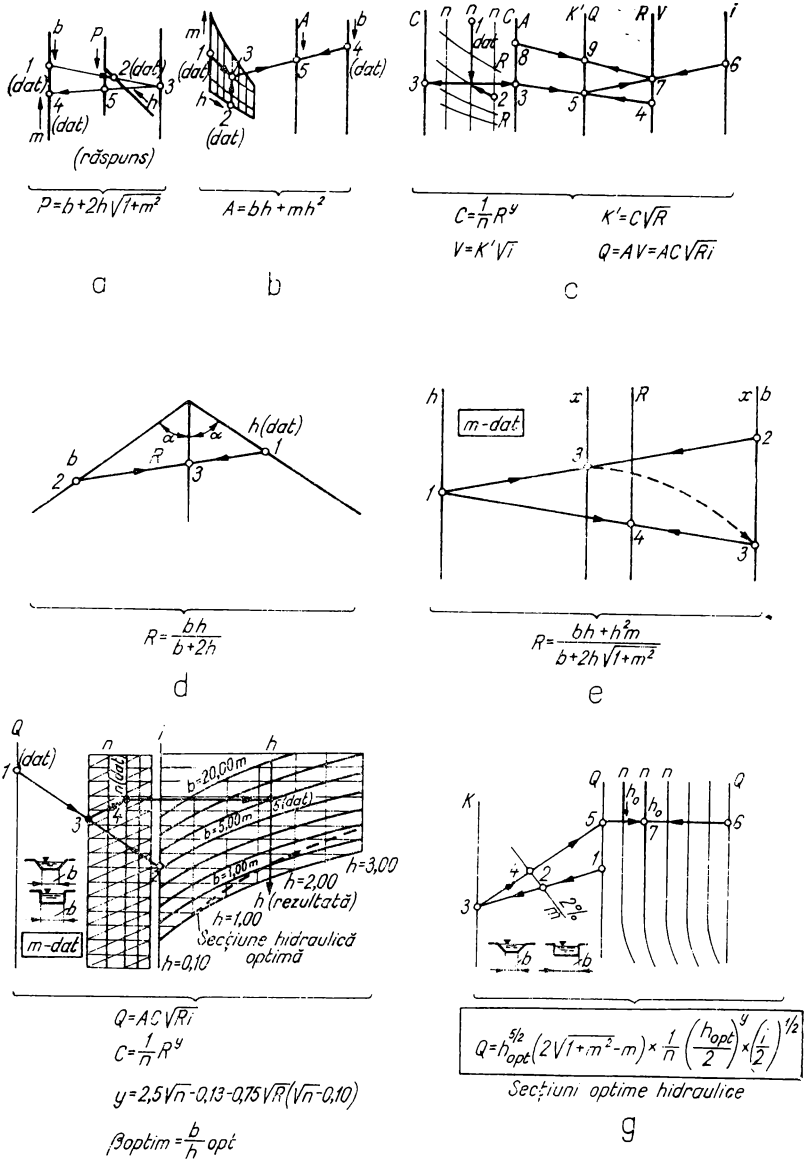



**Fig. XIV. 43.** Scheme de folosire ale unor nomograme pentru calculul hidraulic al canalelor trapezoidale și dreptunghiulare în regim permanent uniform (fig. a, b, c, d, e, g după S. Munteanu ș. a ; f, după R. Gaspar ș. a).

## 5.6. DIMENSIONAREA STATICĂ A BARAJELOR

Majoritatea covîrșitoare a barajelor folosite în corectarea torenților din țara noastră sînt baraje de greutate, rectilinii, cu secțiune trapezoidală sau evazate la bază, construite din zidărie de piatră sau din beton nearmat. La acestea ne vom referi în cele ce urmează.

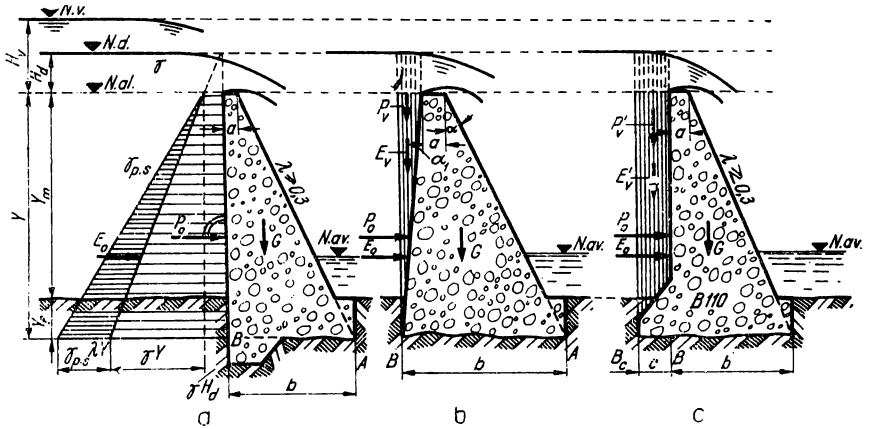



Fig. XIV.44. Scheme de sarcini, uzuale, pentru dimensionarea barajelor de greutate folosite în corectarea torenților (v. tabelul XIV. 19).

5.6.1. **Scheme de încărcare.** Se recomandă alegerea schemelor de încărcare prin combinarea a două grupe de sarcini : *de bază B* și *speciale S* (*fig. XIV. 44*).

Ca sarcini de bază se consideră : a) *greutatea proprie a barajului G* ; b) *forța de presiune orizontală a apei* $P_0$ dată de sarcina $Y + H_d$ cu $\gamma = 1{,}00$ tf/m³ ; c) *forța de împingere a pămîntului submersat* $E_0$ calculată cu $\gamma_{p\cdot s} = (\gamma_s - \gamma)(1 - n) \approx 1{,}65\ (1 - n)$ și cu $\lambda_a = \mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2)$, în care $\gamma_s \approx 2{,}65$ tf/m³ este greutatea specifică a părții solide a pămîntului, $n$ — porozitatea pămîntului și $\varphi$ — unghiul de frecare interioară medie a pămîntului în stare de submersare. d) *Sarcina verticală dată de apă* $P_v$, care încarcă consola amonte, sau paramentul amonte al barajului dacă este înclinat ; e) *sarcina verticală dată de pămînt* $E_v$, care încarcă consola amonte sau paramentul dacă este înclinat ; f) *forța de presiune a apei din bieful* aval (numai dacă are o valoare importantă).

Ca sarcini speciale se consideră cele de la punctele *b*), d) și f) majorate corespunzător debitului de verificare (respectiv sarcinii $H_v$). În cazuri cu totul excepționale, se poate lua în considerație și influența altor sarcini (subpresiunile la talpa barajului, solicitările determinate de variația bruscă a temperaturii etc.) ținîndu-se seama, însă, de posibilitatea acționării lor simultane cu celelalte sarcini.

În cazul în care deversorul funcționează la sarcina $H_d$ în regim de *profil practic* sau de *prag lat*, se poate introduce în schema de sarcini și forța $P_a$ dată de greutatea lamei de apă pe pragul deversorului.

5.6.2. **Stabilitatea și dimensionarea barajelor de greutate.** Barajele de greutate cu secțiune trapezoidală și cu fundație evazată se dimensionează și se verifică static avînd în vedere realizarea următoarelor condiții:

a. *Stabilitatea la răsturnare.* Coeficientul de siguranță la răsturnare $K_R$ este dat în tabelul XIV.15; se verifică dacă $\Sigma M_S/\Sigma M_R \geqslant K_R$, momentele de stabilitate $\Sigma M_S$ și cele de răsturnare $\Sigma M_R$ fiind luate față de muchia aval a tălpii barajului i (fig. XIV. 44)

*Tabelul XIV.15*

**Coeficientul de siguranță admisibil la răsturnare $K_R$ [17]**

| Grupa de sarcini | Clasa de importanță a lucrării | | |
|---|---|---|---|
| | II | III | IV și V |
| De bază $B$ | 1,40 | 1,35 | 1,30 |
| De bază + suplimentare $B+S$ | 1,30 | 1,20 | 1,15 |

b. *Stabilitatea la alunecare plană la nivelul fundației (fig. XIV. 45).* Se verifică față de condiția $K_{al} \leqslant (f\Sigma N + b_1 c)/\Sigma T$, în care $K_{al}$ este coeficientul de siguranță la alunecare (tabelul XIV.16), $f$ — coeficientul de frecare statică, $\Sigma N$ și $\Sigma T$ — suma forțelor normale,

*Tabelul XIV. 16*

**Coeficientul de siguranță admisibil la alunecare $K_a$ [17]**

| Grupa de sarcini | Clasa de importanță a lucrării | | |
|---|---|---|---|
| | II | III | IV și V |
| De bază $B$ | 1,20 | 1,15 | 1,15 |
| De bază + suplimentare $B + S$ | 1,05 | 1,02 | 1,02 |

respectiv tangențiale la secțiune, $b_1$ — lungimea prismei de pămînt forfecată de pinten și $c$ — coeziunea terenului. După caz, se poate ține seama și de influența construcțiilor de amenajare a biefului aval al barajului. De asemenea, în cazuri excepționale, se va lua în considerație și posibilitatea alunecării după suprafețe cilindrice.

c. *Presiunea maximă pe terenul de fundație.* Aceasta trebuie să fie inferioară valorilor date în STAS 3503—52. Eforturile unitare normale la talpa barajului în punctele extreme se verifică cu formula $\sigma_{AB} = \Sigma F_v (1 \pm 6\, e\, /b)/b$ [tf/m$^2$]. Cînd $\sigma_B < 0$, compresiunea pe teren se calculează numai pe *suprafața activă* a fundației cu formula $\sigma_{Ar} = \dfrac{2(\Sigma F_v)^2}{3\Sigma M_A}$, în care $\Sigma F_v$ este suma forțelor verticale, iar $\Sigma M_A = \Sigma M_S - \Sigma M_R$.

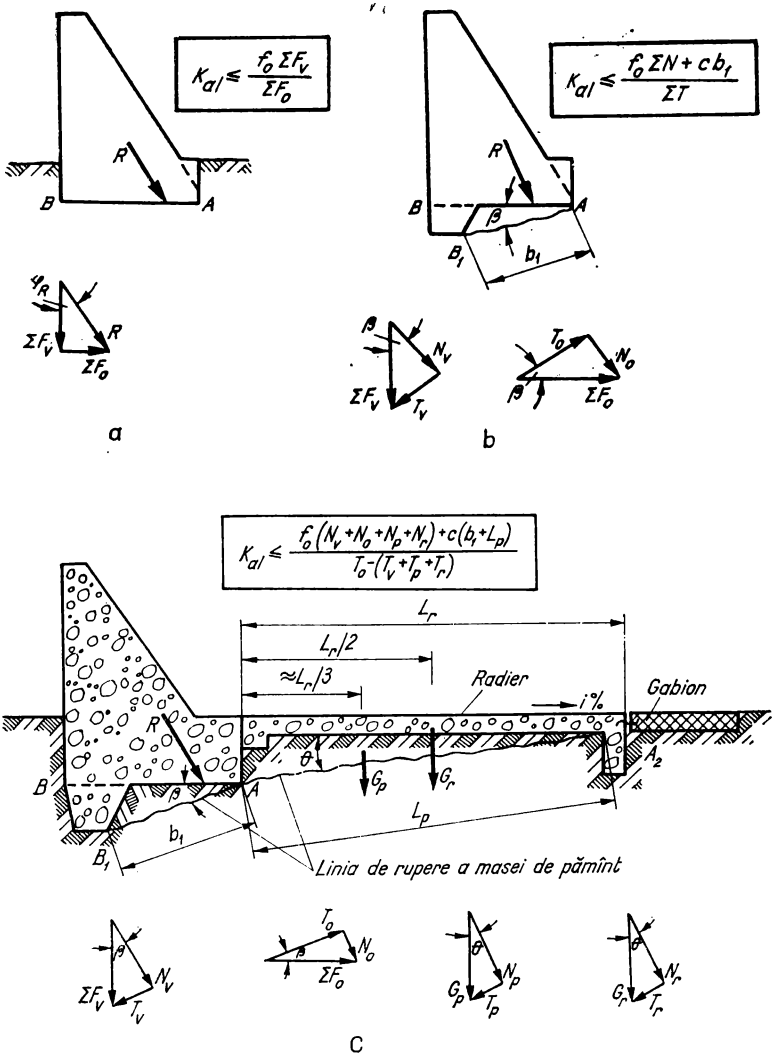



Fig. XIV. 45. Scheme pentru calculul stabilității la alunecare plană :

*a* — alunecare pe planul *A-B*; *b* — alunecare cu ruperea masei de pământ provocată de un pinten (*c* — coeziunea terenului); *c* — exemplu de luat în considerație a efectului de stabilitate la alunecare produs de pinten și radierul barajului.

d. *Eforturile unitare normale maxime de întindere din compresiune excentrică sau încovoiere.* Pentru zidăria de piatră cu mortar de ciment marca M100 se admite $\sigma_{a.i}$ = = 1,85 kgf/cm² în cazul secțiunilor orizontale, sau $\sigma_{a.i}$ = 2,50 kgf/cm² în cazul secțiunilor verticale, la solicitările corespunzătoare grupelor de sarcini $B+S$. Pentru betonul nearmat v. tabelul XIV.17.

*Tabelul XIV.17*

**Rezistențe admisibile [1]) la întindere din compresiune excentrică** [17]
($\sigma_{a\cdot i}$, în kgf/cm²)

| Marca betonului kgf/cm² | 75 | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 200 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sarcini de bază $B$ | 1,9 | 2,2 | 2,4 | 2,6 | 2,8 | 2,9 | 3,0 | 3,3 | 4,3 |
| Sarcini de bază + speciale $B+S$ | 2,4 | 2,8 | 3,0 | 3,3 | 3,4 | 3,6 | 3,8 | 4,1 | 5,4 |

[1]) La verificarea eforturilor în consolele fundației (v. profilul cu fundație evazată) la încovoiere $\sigma_{a\cdot i}$ din tabel se poate majora cu maximum 20% (după „Normativul de proiectare M.E.F.—I.S.P.F.", 1967).

e. *Dimensionarea barajelor de greutate.* Valorile orientative ale grosimii coronamentului $a$ în zona deversată sînt date în tabelul XIV.18. Fiind date elementele $Y$, $H$, $a$, $\sigma_B$ sau $K_R$ precum și schema de sarcini, valoarea fructului $\lambda=\mathrm{tg}\alpha$ în cazul barajelor cu secțiune trapezoidală avînd paramentul amonte vertical se calculează cu ecuațiile din tabelul XIV. 19. Verificările se fac conform celor specificate mai înainte.

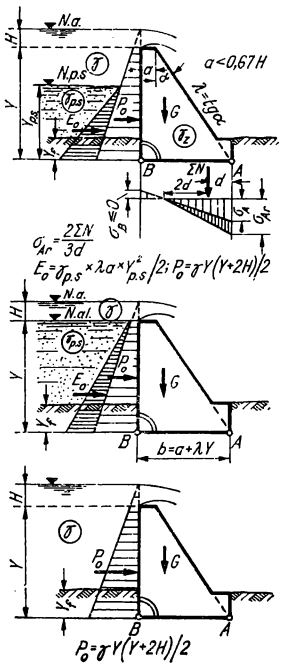
Barajele cu fundație evazată se dimensionează admițînd în secțiunile cele mai solicitate eforturi de întindere egale sau mai mici decît cele prescrise în tabelul XIV.17, concomitent cu respectarea limitei coeficientului de siguranță la răsturnare $K_R$ (tabelul XIV. 15). Modul de dimensionare este arătat în tabelul XIV. 20.

*Tabelul XIV.18*

**Grosimea barajelor la coronament în zona deversată** [17]

| $Y$, m \ $H$, m | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 0,9 |
| 4 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 0,9 | 0,9 |
| 5 | 0,6 | 0,6 | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,8 | 0,9 | 0,9 | 1,0 |
| 6 | 0,6 | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,8 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| 7 | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,8 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,1 |
| 8 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 0,9 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,1 | 1,1 |

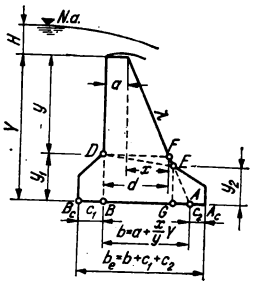
**Ecuaţii adimensionale pentru calculul barajelor trapezoidale de greutate cu deversor cu prag subţire**
(după S. A. Munteanu)

| Tipul de schemă | Dimensionare prin metoda $\sigma_b$ dat | Dimensionare prin metoda $K_R$ dat |
|---|---|---|
|  | **Apă şi aluviuni submersate (caz general)** | |
| | $\lambda^2(1+\sigma'_B)+\lambda a'(3+2\sigma'_B)+a'^2(1+\sigma'_B)-$ $-\gamma'(1+3H')-y'_{p.s}=0$ | $\lambda^2+3a'\lambda+1{,}5\,a'^2-0{,}50\,K_R\gamma'(1+3H')-$ $-0{,}50K_R\gamma'_{p.s}Y'^3_{p.s}=0$ |
| | *Observaţii:* $\sigma'_3=\sigma_3/Y\gamma_z$ ; $a'=a/Y$ ; $\gamma'=\gamma/\gamma_z$ ; $H'=H/Y$ ; $Y'_{p.s}=Y_{p.s}/Y$ ; $\gamma'_{p.s}=\gamma_{p.s}\lambda_a/\gamma_z$ ; $\gamma_{p.s}=(\gamma_s-\gamma)(1-n)$ ; $\gamma_s\approx 2{,}65$ tf/m³ ; $\gamma=1{,}00$ tf/m³ ; $\lambda_a=\operatorname{tg}^2(45°-\varphi/2)$ | |
| | $\sigma_B\leqslant\sigma_{a.i}$ este efortul unitar normal admisibil, de întindere din încovoiere, în $B$; $K_R$ — coeficientul de siguranţă la răsturnare $\Sigma M_s/\Sigma M_R=K_R$ | |
| | **Apă şi aluviuni submersate (caz curent în proiectare)** | |
| | $\lambda^2(1+\sigma'_B)+\lambda a'(3+2\sigma'_B)+$ $+a'^2(1+\sigma'_B)-\gamma'(1+3H')-\gamma'_{p.s}=0$ | $\lambda^2+3a'\lambda+1{,}50\,a'^2-0{,}50\,K_R\gamma'(1+3H')-$ $-0{,}50\,K_R\,\gamma'_{p.s.}=0$ |
| | $\gamma=1{,}00$ tf/m³ | |
| | **Apă** | |
| | $\lambda^2(1+\sigma'_B)+\lambda a'(3+2\,\sigma'_R)+$ $+a'^2(1+\sigma'_B)-\gamma'(1+3H')=0$ | $\lambda^2+3a'\lambda+1{,}50\,a'^2-0{,}50K_R\times$ $\times\gamma'(1+3H')=0$ |
| | Nu se consideră împingerea activă a pământului subteran pe înălţimea $Y_f$, dar se admite presiunea apei pe întreaga înălţime a paramentului amonte $Y$, putînd să se ia acoperitor: $\gamma\geqslant 1{,}00$ tf/m³ | |

*Tabelul XIV.20*

**Baraje cu fundație evazată. Dimensiunile consolelor în ipoteza că grosimea barajului la coronament $a$ se ia din tabelul XV.18 (după R. Gaspar)**

| Înălțimea barajului $Y$ m | Înălțimea consolei amonte $Y_1$ m | Înălțimea la care se dimensionează secțiunea barajului cu relația de mai jos $Y$ m | Lungimea consolei amonte $c_1$, m | | Înălțimea consolei aval $Y_2$ | Lungimea consolei aval $c_2$, m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Beton | Zidărie | | Beton | Zidărie |
| 3 | 1,00 | 2,00 | 0,70—1,10 | 0,60—0,80 | 1,00 | 0,30 | 0,20 |
| 4 | 1,25 | 2,75 | 0,80—1,20 | 0,60—0,80 | 1,10 | 0,30 | 0,20 |
| 5 | 1,50 | 3,50 | 0,90—1,30 | 0,70—0,80 | 1,30 | 0,30 | 0,20 |
| 6 | 1,75 | 4,25 | 0,90—1,40 | 0,70—0,80 | 1,50 | 0,30 | — |
| 7 | 2,00 | 5,00 | 1,00—1,50 | 0,70—0,80 | 1,80 | 0,30 | — |
| 8 | 2,25 | 5,75 | 1,00—1,60 | 0,70—0,80 | 2,00 | 0,30 | — |




$x^2\,(y\gamma_z + \sigma_D) + xa\,(3y\gamma_z + 2\sigma_D) + a^2\,(y\gamma_z + \sigma_D) - 6\Sigma M_r = 0$, unde $\sigma_D \leqslant \sigma_{a.i}$ și $\Sigma M_r = \frac{1}{6}\,[y^3\,\gamma_{ps}\lambda_a + y^2(y+3H)]$ — suma momentelor de răsturnare luate față de centrul secțiunii de calcul $d = a + x$. Pentru $\sigma_{a.i}$ v. tabelul XIV.17, pentru $K_R$ — tabelul XIV.15 și pentru $K_a$ — tabelul XIV.16. Se verifică eforturile unitare în secțiunile verticale periculoase (v. detalii în [9]).

1) Notațiile din acest tabel sînt făcute conform figurii.

5.6.3. **Dimensionarea barajelor în arc** (fig. XIV. 28). Se procedează prin încercări adoptînd o anumită grosime la coronament (tabelul XIV.18) și o înclinare a paramentului aval $\lambda = 0{,}10\ldots0{,}30$. Se verifică arc cu arc în secțiunea centrală (la cheie) și în secțiunile de încastrare (la nașteri). Arcele se consideră independente între ele și încastrate în nașteri, fiind supuse la presiunea apei și a aluviunilor submersate, fără a se lua în considerație greutatea apei pe creasta deversorului, greutatea arcelor și încastrarea pe verticală între arce. Se folosesc relațiile de dimensionare a arcelor subțiri ($r/d > 5$) și arcelor groase ($r/d < 5$) date în [5]. Se recomandă ca eforturile unitare de întindere în arce să nu depășească 50% din valoarea eforturilor $\sigma_{a.i}$ din tabelul XIV. 17 ca măsură de siguranță pentru eforturile de întindere cauzate de variațiile de temperatură la care este supus barajul.

Pentru uşurinţa proiectării şi a execuţiei se recomandă ca paramentul amonte să fie vertical-cilindric, iar betonul să aibă marca minimă B 150.

Barajele în arc sînt, în general, cu atît mai subţiri cu cît raza arcului $r$ este mai mică şi cu cît unghiul la centru $2\varphi$ este mai mare; după A. Bourgin [5], unghiul la centru cel mai avantajos este: $2\varphi = 133°$.

## 6. PREVENIREA ŞI STĂVILIREA ALUNECĂRILOR DE TEREN

Alunecările de teren fac parte din grupa proceselor de deplasări sau pornituri de teren. Acestea sînt considerate procese fizico-geologice care constau din mişcarea, datorită gravitaţiei, a unor porţiuni voluminoase desprinse din teren, într-o perioadă de timp variabilă pînă se realizează o stabilitate relativă. Deplasările de teren pot să fie *umede* sau *uscate* după cum apa intervine sau nu ca factor în desfăşurarea procesului. Deplasările umede sînt considerate alunecările de teren, iar cele uscate sînt considerate prăbuşirile şi surpările care au loc cînd componenta tangenţială a forţei de greutate depăşeşte valoarea forţelor rezistente date de coeziunea, frecarea interioară şi sprijinul natural ce caracterizează masivele de teren respective, fără influenţa directă a apei.

La alunecările de teren se deosebesc următoarele părţi: *masivul alunecător*, suprafaţa sau *frontul de desprindere* (care, în plan, se prezintă sub formă de una sau mai multe curbe cu concavitatea în sensul mişcării), *suprafaţa de alunecare* (care poate fi aproape plană, cilindrică sau sub formă de cicloidă, cu concavitatea în sus şi raza de curbură mai mare în partea inferioară), *baza alunecării* — locul unde suprafaţa de alunecare intersectează suprafaţa terenului (care poate fi situată amonte, aval sau să coincidă cu piciorul versantului alunecător) şi *terenul rămas nemişcat* sub suprafaţa de alunecare.

Clasificarea alunecărilor de teren se poate face după multe criterii dintre care interesează mai mult următoarele:

— starea lor generală(curgeri de teren, alunecări foarte mici, alunecări propriuzise şi alunecări cu surpări);

— adîncimea lor (superficiale, sub 1 m, puţin adînci, 1 — 5 m, adînci 5 — 10 m, foarte adînci peste 10 m);

— înclinarea terenului (alunecări foarte puţin înclinate sub 5°, puţin înclinate 5—15°, înclinate 15 — 45° şi foarte înclinate, peste 45°);

— cauzele generale (alunecări plastice pe argile, marne etc. şi sufozionare cînd cauza principală este sufozia chimică sau mecanică);

— stratificaţia terenului şi direcţia de formare a suprafeţei de alunecare (consecvente cînd direcţia urmăreşte stratificaţia, insecvente cînd suprafaţa taie straturile şi asecvente cînd terenul nu este stratificat);

— sensul de dezvoltare (delapsive — dinspre vale spre cumpăna apelor, detrusive sau împingătoare — de sus în jos);

— numărul suprafeţelor de alunecare (simple — cînd există un singur strat acvifer şi complexe);

— vîrsta alunecărilor (vechi şi recente).

Cauzele alunecărilor sînt multiple. Cele mai importante sînt gravitaţia, apa, prezenţa unei suprafeţe de alunecare înclinate, configuraţia reliefului, stratificaţia şi natura

rocilor, dispariția sprijinirilor naturale sau artificiale, agenții dinamici externi care provoacă formarea crăpăturilor, unghiurile de taluzare prea mari, cutremurele de pămînt, trepidațiile puternice, exploziile etc.

Apa acționează favorabil producerii alunecării prin influența pe care o exercită asupra forțelor motoare (prin apariția presiunilor hidrostatice și hidrodinamice) și asupra celor de rezistență (prin micșorarea coeficientului de frecare interioară al terenului, slăbirea coeziunii terenului și îndepărtarea sprijinului de bază al alunecării pe care-l erodează).

În acțiunea de prevenire și stăvilire a alunecărilor o importanță deosebită prezintă studiile asupra cauzelor alunecărilor, condițiilor naturale, caracteristicilor deplasării de teren, importanței obiectivelor periclitate, posibilităților de procurare a materialelor de construcție etc.

Cele mai multe din lucrările necesare sînt foarte costisitoare ca de altfel și efectuarea studiilor. De aceea, dacă obiectivele periclitate de alunecări nu prezintă importanță deosebită și dacă prin lucrări mai simple și ieftine nu se rezolvă problema stabilității terenului, se iau numai măsuri de folosirea economică a suprafeței de teren ocupate de alunecări, aplicîndu-se de regulă împădurirea.

După felul alunecărilor și după cauzele care le produc, lucrările necesare pot fi:

— pe versanții abrupți, foarte ușor erodabili, prezentînd pericolul curgerilor de teren se aplică plantații forestiere din specii cu înrădăcinare pivotantă, profundă. Aceste plantații au rolul de biodrenaj, de ancoraj prin rădăcini pe lîngă cel de folosință economică a terenului. Pînă la dezvoltarea plantațiilor, consolidarea acestor versanți trebuie făcută cu ajutorul gărduleților înalte de 30 — 40 cm, ai căror pari de rezistență trebuie să fie bătuți în terenul stabil pe o adîncime de cel puțin 60 cm;

— pe versanții unde s-a stabilit că principala cauză a alunecărilor este constituită de apele de precipitații și cele de suprafață care se infiltrează, se aplică lucrări de captare și evacuare a acestor ape, amplasate nu numai pe suprafața terenului predispus la alunecare, ci și în zona de pe care apele pot avea acces la terenul alunecător. În prealabil, suprafața terenului trebuie netezită și compactată, iar crăpăturile existente astupate cu material impermeabil;

— în cazul alunecărilor cauzate de îndepărtarea sprijinului natural prin eroziune de către apele curgătoare sau valurile unui lac sau mări, se construiesc ziduri de sprijin prevăzute cu dren de piatră spartă și cu barbacane, iar uneori cu contraforți pentru localizarea eventualelor ruperi. Pentru apele curgătoare (cazul torenților, pîraielor sau rîurilor) se pot aplica lucrări transversale (praguri, baraje) și longitudinale (pinteni, diguri de dirijare a curentului în albie, consolidări de maluri etc.). Dacă masivul alunecător ocupă o suprafață mare din versant, iar suprafața de alunecare se găsește la adîncimi mai mici de 3,00 — 5,00 m, se pot folosi piloți de lemn sau beton armat, legați între ei prin moaze, amplasați în zigzag la 4,00 — 20,00 m între ei, bătuți pînă la refuz astfel ca să intre în terenul stabil cel puțin 2,00 m;

— alunecările care ating proporțiile cele mai mari, fiind și cel mai greu de stăvilit, sînt cauzate de apele subterane. În această situație, se iau măsuri de înlăturare a tuturor posibilităților de alimentare cu apă de la suprafață a straturilor acvifere și se aplică drenajul în terenurile cu permeabilitate mai mare de 0,20 m/zi. Drenurile pot fi de piatră, fascine, mănunchiuri de 20 — 30 cm grosime din prăjini, tuburi de scînduri, beton sau ceramică, ultimele două fiind cele mai durabile. Fundul drenurilor trebuie să se găsească mai jos de nivelul la care trebuie desecat terenul, astfel ca suprafața de depresiune a apelor subterane să coboare sub suprafața de alunecare. Această adîncime de amplasare este avantajoasă și în cazul eventualelor deplasări de teren care ar distruge rețeaua de drenuri

dacă acestea s-ar găsi mai sus de suprafața de alunecare. Distanțele între drenuri se stabilesc în funcție de natura terenului, de gradul lui de îmbibare cu apă, de curba de depresiune.

Pentru drenurile transversale (perpendiculare pe direcția de scurgere), distanțele se pot lua mai mari, iar pentru cele longitudinale mai mici (8 — 24 m). Drenurile longitudinale se execută mai ușor, sînt mai puțin amenințate de deteriorări la eventualele mișcări de tern, însă sînt mai costisitoare, datorită desimii lor.

Panta drenului se ia corespunzător unei viteze mai mici de 1 m/s, iar diametrul drenului trebuie să fie mai mare de 15 — 20 cm pentru că este greu de întreținut. Rețeaua de drenuri este prevăzută cu cămine de vizitare, iar cînd este nevoie, și cu ruperi de pantă, prin căderi.

## 7. ÎNTREȚINEREA ȘI PAZA LUCRĂRILOR

Pentru asigurarea funcționării lucrărilor pe o durată cît mai lungă, întreținerea și paza lucrărilor au o contribuție deosebit de importantă. Lucrările pot fi deteriorate de viituri, variații de îngheț și dezgheț, de trecerile oamenilor și animalelor, de pășunat, incendii etc. Întreținerea lucrărilor este specifică fiecărei categorii de lucrări. Pentru plantațiile de protecție întreținerea constă din completări și diverse lucrări de îngrijire și conducere a arboretelor conform prescripțiilor silvice. Pentru lucrările hidrotehnice mici de pe versanți, întreținerea constă din curățirea de zăpadă și gheață înainte de dezghețul de primăvara, din despotmolirea după fiecare ploaie torențială, din completarea și întreținerea înierbării de consolidare, din reparații curente.

La lucrările de pe rețeaua de scurgere trebuie verificate, după dezgheț și după fiecare ploaie torențială, încastrările, barbacanele, disipatoarele de energie etc. și reparate imediat toate defecțiunile apărute.

La lucrările mai grele, de zidărie, sînt necesare reparații capitale la intervale de 8 — 10 ani, pe bază de documentație tehnico-economică. Cînd apare justificat se folosește împrejmuirea suprafeței amenajate cu gard de sîrmă ghimpată etc.

### BIBLIOGRAFIE

1. Apostol, A. *O nouă metodă pentru determinarea debitului maxim lichid și a volumului de aluviuni transportate de torenți.* În : Buletinul informativ al I.S.P.S., nr.1, 1958, lito.
2. Arghiriade, C. și Abagiu, P. *Învăluriri și lucrări transversale și longitudinale din lemn în lupta împotriva torenților.* București, Editura agrosilvică, 1954.
3. Bădescu, Gh. *Lucrări folosite în ameliorarea terenurilor erodate și corectarea torenților.* Ed. 2, București, Editura agrosilvică, 1958.
4. Băloiu, V. *Amenajarea torenților pe teritoriul agricol.* București, Editura agrosilvică, 1965.
5. Bourgin, A. *Cours de calcul de barrages.* Paris, Editura Eyrolles, 1948.

6. Chiriță, C., ș. a. *Fundamentele naturalistice și metodologice ale tipologiei și cartării staționale forestiere.* București, Editura Academiei Republicii Populare Române, 1964.
7. Ciortuz, I. *Ameliorații silvice.* București, Editura didactică și pedagogică, 1964.
8. Drăgoș, V., *Deplasări de teren.* București, Editura științifică, 1957.
9. Gaspar, R. *Baraj cu fundație evazată pentru corectarea torenților.* În : Revista Pădurilor, nr. 9, 1962 (v. Rev. Pădurilor, nr. 3, 9, 1959).
10. Gaspar, R., ș. a. *Album de nomograme.* București, Litografia I.S.P.F. (v. Rev. Pădurilor, nr. 4, 1965), 1964.
11. Gaspar, R. *Contribuții la calculul debitelor lichide maxime probabile ale torenților (Metoda hidrografelor elementare).* În : Revista Pădurilor, nr. 9, 1967.
12. Härtel, O., Winter, P. *Wildbach-und Lawinenverbauung.* Wien-Leipzig. 1934.
13. Ionescu, V., ș. a. *Rezultate privind protecția și ameliorarea terenurilor în pantă.* București, Editura agrosilvică, 1965.
14. Mecotă, T., ș. a. *Realizarea experimentală a unor tipuri de baraje și canale pentru corectarea torenților.* În : Revista Pădurilor, nr. 11, 1962 (v. Rev. Pădurilor, nr. 2, 1961).
15. Mihai, Gh., Ionescu, V. *Ghid pentru combaterea eroziunii solului.* București, Editura agrosilvică, 1963.
16. Mihăilescu, N. *Geolgie tehnică.* Vol. II. București, Editura tehnică, 1951.
17. Ministerul Economiei Forestiere I.S.P.F. *Normativ pentru proiectarea lucrărilor de corectare a torenților și de ameliorare silvică a terenurilor erodate.* Redactat de Gaspar, R. (coordonator) ș.a., București, 1967 (v. *Instrucțiuni de proiectare,* București, Editura agrosilvică, 1959).
18. Mărcoiu, A. și Apostol, A. *Determinarea regimului ploilor torențiale de pe teritoriul Republicii Socialiste România.* București, I.N.C.E.F., 1964.
19. Moțoc, M. *Eroziunea solului pe teritoriile agricole și combaterea ei.* București, Editura agrosilvică, 1963.
20. Munteanu, S. A. *Corectarea torenților.* București, Editura agrosilvică, 1953.
21. Munteanu, S. A. și Apostol, A. *Articole privind proiectarea barajelor mici de greutate folosite în corectărea torenților.* În : Revista Pădurilor, nr. 5, 6, 7, 9, 1953.
22. Munteanu S. A. *Formații torențiale. Considerații hidraulice. Lucrări hidrotehnice folosite în corectarea torenților.* În : *Manualul inginerului forestier,* Vol. 3, Cap. VIII, X și XI. București, Editura tehnică, 1956.
23. Munteanu, S. A., ș. a. *Nomograme pentru dimensionarea secțiunilor hidraulice optime ale canalelor trapezoidale și dreptunghiulare folosite în corectarea torenților.* București, Editura agrosilvică, 1962.
24. Munteanu, S. A., și Vidrașcu, M. *Asupra nomografierii unor funcții cu patru variabile din domeniul hidraulicii canalelor (Cu privire specială la canalele de amenajare a torenților).* În : Studii și cercetări de mecanică aplicată, Academia Republicii Populare Române Anul XIV, Vol. 5. București, Editura Academiei Republicii Populare Române, București, 1963.
25. Munteanu, S. A. și Ciortuz, I. *Un proeedeu expeditiv pentru determinaree adîncimii curentului și lățimii la fund a canalelor cu secțiune hidraulică optimă folosita în amenajarea torenților.* În : Revista Pădurilor, nr. 7, 1963.
26. Munteanu, S. A. și Vidrașcu, M. *Contribution a l'anamorphose de la formule du coefficient de vitesse C (Chézy) et à la verification graphoanalytique de la capa-*

*cité d'évacuation des canaux cuverts en régime uniforme.* În : Matematica, Vol. 7, (30), 1, Cluj, 1965.
27. Munteanu S. A., ş. a. *Calcul grafoanalitic al adîncimii critice în canalele trapezoidale folosite în corectarea torenţilor.* Bucureşti, F. A. O., 1967.
28. Stănescu, P., ş. a. *Memorator pentru combaterea eroziunii solului.* Bucureşti, Editura agrosilvică, 1966.
29. Strele, G. *Grundriss der Wildbach-und Lawinenverbauung.* Wien, Springer, Verlag, 1950.
30. Traci, C. şi Costin, E. *Culturi forestiere de protecţie pe terenurile degradate din Republica Socialistă România.* Bucureşti, C.D.F.—M.E.F., 1966.
31. Tufescu, V. *Modelarea naturală a reliefului şi eroziunea accelerată.* Bucureşti, Editura Academiei Republicii Socialiste România, 1966.
32. STAS 1031-56 *Construcţii civile şi industriale. Prescripţii pentru calculul zidăriilor, ziduri şi stîlpi.*
33. STAS 2916-63 *Lucrări de drumuri şi căi ferate. Protejarea taluzurilor şi a şanţurilor de scurgere a apelor.*
34. STAS 3061-64 *Mecanica fluidelor şi hidraulica. Terminologie, simboluri, unităţi de măsură.*
35. STAS 3503-52 *Terenul de fundaţie. Presiuni admisibile.*
36. STAS 4062-64 *Poduri de şosea. Infrastructuri din zidărie, beton simplu şi beton armat. Prescripţii de proiectare.*
37. STAS 4068-62 *Construcţii hidrotehnice. Determinarea debitelor maxime de apă.*
38. STAS 4273-61 *Construcţii hidrotehnice. Clasificare.*
39. STAS 5576-63 *Lucrări de corectare a torenţilor, Clasificare.*
40. STAS 6054-64 *Terenul de fundaţie. Adîncimea de îngheţ.*
41. STAS 7658-66 *Lucrări pentru combaterea eroziunii solului. Clasificare.*

SECȚIUNEA XV

# REGULARIZĂRI DE RÎURI

Prof. ing. **Ion A. Manoliu**, Conf. ing. **R. A. Pop**
Conf. Dr. ing. **P. Wisner**, Ing. **St. Belecciu**

**CUPRINS**


1. Obiectivele şi principiile generale ale regularizării cursurilor de apă (Prof. ing. Ion A. Manoliu, Conf. ing. R. A. Pop şi Dr. ing. P. Wisner) . . . . . 79
1.1. Obiectivele regularizării cursurilor de apă . . . . . 79
1.2. Principiile generale ale regularizării cursurilor de apă . . . . . 79
2. Mişcarea apei în rîuri şi caracteristicile albiilor (Prof. ing. Ion A. Manoliu, Conf. ing. R. A. Pop şi Dr. ing. P. Wisner) . . . . . 82
2.1. Formarea curenţilor transversali . . . . . 82
2.2. Forma în plan, secţiunea şi profilul longitudinal al albiilor . . . . . 82
2.3. Legătura între forma în plan şi profilul longitudinal . . . . . 85
2.4. Caracterizarea stabilităţii albiilor . . . . . 86
3. Metodele de proiectare a albiilor regularizate (Prof. ing. Ion A. Manoliu, Conf. ing. R. A.Pop şi Dr. ing. P. Wisner) . . . . . 87
3.1. Trasarea axului albiei regularizate . . . . . 87
3.2. Activarea artificială a circulaţiei transversale . . . . . 90
3.3. Trasarea profilului transversal stabil pentru aliniamente . . . . . 90
4.3. Trasarea profilului transversal în sectoarele sinuoase . . . . . 99
3.5. Verificarea nivelurilor şi capacităţilor de transport ale albiei regularizate . . . . . 101
3.6. Fenomenul de pavare . . . . . 103
3.7. Studii şi cercetări pentru proiectele de regularizare . . . . . 104
4. Materiale şi elemente de construcţie (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. St. Belecciu) . 106
4.1. Materiale . . . . . 106
4.2. Elemente de construcţie . . . . . 108
5. Lucrări în albie (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. St. Belecciu) . . . . . 112
5.1. Lucrări în albie de tip uşor (temporare) . . . . . 112
5.2. Construcţii masive în albie (definitive) . . . . . 115
6. Apărări şi consolidări de mal (Conf. ing. R. A. Pop şi ing. St. Belecciu) . . . 124
6.1. Principii de alcătuire . . . . . 124
6.2. Îmbrăcămintea taluzurilor . . . . . 125
6.3. Tipuri de apărări şi consolidări de maluri . . . . . 128
6.4. Lucrări pe malul lacurilor . . . . . 131
7. Lucrări de regularizare cu caracter local (Conf.ing.R.A.Pop şi Ing. St. Belecciu)
7.1. Străpungeri şi rectificări . . . . . 134
7.2. Lucrări la confluenţe şi ramificări . . . . . 136
7.3. Lucrări la poduri . . . . . 138
7.4. Lucrări la captări în curent liber . . . . . 139
7.5. Lucrări la captări cu baraje de derivaţie . . . . . 144
8. Exemple de regularizări de albie (Ing. St. Belecciu) . . . . . 141
*Bibliografie* . . . . . 152

# 1. OBIECTIVELE ŞI PRINCIPIILE GENERALE ALE REGULARIZĂRII CURSURILOR DE APĂ

## 1.1. OBIECTIVELE REGULARIZĂRII CURSURILOR DE APĂ

Curentul de apă acţionează continuu asupra albiei în care circulă putînd provoca modificări ale acesteia, care la rîndul lor influenţează caracteristicile scurgerii.

Uneori aceste *procese de albie* pot avea efecte dăunătoare, ca de exemplu :

— erodarea şi deplasarea malurilor şi atacarea terenurilor adiacente ;

— formarea de depuneri care pot stînjeni funcţionarea unor captări sau navigaţia ;

— ridicarea nivelurilor şi inundarea terenurilor riverane.

Aceste fenomene (procese de albie) nu au loc întîmplător, ci după anumite legi, dintre care pentru unele s-au putut stabili expresii cantitative.

Acţiunea curenţilor de apă asupra albiilor în care circulă este posibil să fie dirijată prin lucrări inginereşti. Tehnica proiectării şi executării acestor lucrări formează obiectul disciplinei regularizării cursurilor de apă.

Lucrările de regularizare a cursurilor de apă se aplică nu numai în cazul în care se urmăreşte limitarea efectelor dăunătoare ale proceselor de albie ale unui rîu, ci şi pentru a se realiza condiţii de folosire superioară a albiei şi a apei care circulă în albie. Se exemplifică cu lucrările de acest fel pentru îmbunătăţirea condiţiilor de navigaţie sau chiar pentru crearea condiţiilor de navigaţie pe un rîu sau lucrările de protecţie a malurilor, la o captare de apă.

În tabelul XV.1 se prezintă, orientativ, modul în care diverse activităţi în albie şi bazin pot influenţa regimul debitelor lichide şi solide, provocînd în consecinţă modificări ale caracteristicilor albiei.

Unele aspecte din domeniul regularizării cursurilor de apă cu caracter specific sînt prezentate şi în alte secţiuni ale manualului (hidrologie, hidraulică, captări de apă de suprafaţă, combaterea eroziunii solului şi amenajarea torenţilor, căi navigabile interioare, amenajări hidroenergetice şi îndiguiri).

## 1.2. PRINCIPIILE GENERALE ALE REGULARIZĂRII CURSURILOR DE APĂ

Spre deosebire de canalele artificiale, a căror secţiune se menţine practic neschimbată, cursurile de apă naturale, avînd variaţii mari ale debitelor lichide şi solide, sîntcaracterizate prin continuitatea proceselor de albie.

Unul din principiile aplicate în prezent în proiectarea lucrărilor de regularizare este dirijarea şi controlul proceselor de albie evitînd încercarea de oprire a acestora.

**Modificări ale unor caracteristici hidrologice ale**

| Caracteristicile modificate | În albie | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Acumulare în amonte | Zona de remuu al unui baraj (prag) din aval | Derivarea de debit în amonte | Introducere de debit în amonte |
| Debitul lichid | Se reduc diferenţele dintre extreme | Nu se modifică | Se reduce | Se măreşte |
| Debitul solid | Se reduce | Nu se modifică | Nu se modifică | Nu se modifică |
| Lăţimea maximă a oglinzii apei | Se reduce | Se măreşte | Se reduce; în general neglijabil | Se măreşte; în general neglijabil |
| Nivelul maxim | Coboară | Se ridică | Coboară; în general neglijabil | Se ridică; în general neglijabil |
| Adîncimile minime | Se măresc | Se măresc | Se reduc | Se măresc |
| Pantele la debite medii | Modificări neglijabile | Se reduc | Se reduc; în general neglijabil | Se măresc; în general neglijabil |
| Vitezele la debite medii | Modificări neglijabile | Se reduc | Se reduc; în general neglijabil | Se măresc; în general neglijabil |

În trecut, acţionarea asupra cursului de apă se făcea în zonele de depunere prin lucrări de dragare şi în cele de erodare prin consolidări, fără a se interveni asupra traseului sau secţiunii cursului de apă. Deşi aceste procedee mai sînt parţial folosite, se caută astăzi să se utilizeze, în măsură cît mai mare, chiar energia cursului de apă pentru a crea o albie nouă, cu caracteristicile dorite.

Aceasta conduce la realizarea regularizărilor printr-un ansamblu de lucrări de diferite tipuri (fig. XV.1). Albia regularizată din fig. XV.1 are un traseu modificat faţă de cel iniţial, fiind format din mai multe elemente, între care :

— porţiuni din malurile iniţiale nemodificate sau numai cu rectificări de trasare *1 — 2, 3 — 4, 11 — 12*;

— porţiuni din malurile iniţiale consolidate cu lucrări de apărare *2 — 5*;

*Tabelul XV.1*

**cursurilor de apă, datorită activităţii omului**

| | În bazin | | |
|---|---|---|---|
| Tăieri de cot | Activizări ale eroziunilor | Reduceri ale eroziunilor | Observaţii |
| Nu se modifică | Se măresc diferenţele dintre extreme | Se reduc diferenţele dintre extreme | |
| Se măreşte în aval; în general neglijabil | Se măreşte | Se reduce | |
| Se reduce în amonte; se măreşte în aval | Se măreşte | Se reduce | Unele din efectele arătate după un timp tind să se reducă pînă la dispariţie (de exemplu adîncimile sporite, în amonte de praguri, se pot reduce prin colmatări) |
| Coboară local în amonte; se ridică în aval | Se ridică | Coboară | |
| Se reduc | Se reduc | Se măresc | |
| Se măresc | Modificări neglijabile | Modificări neglijabile | |
| Se măresc | Modificări neglijabile | Modificări neglijabile | |

— lucrări de dirijare, amplasate în vechea albie de două tipuri : longitudinale *6 — 8*, *9 — 11*, *10 — 13* şi transversale *4 — 7*;

— tranşee dragată şi tăiere de meandră *7 — 8 — 9 — 10*;

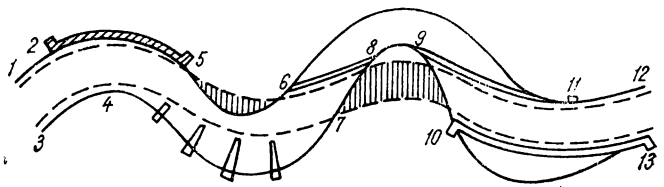



Fig. XV.1. Schema tipurilor de lucrări de regularizare.

Secțiunile transversale și forma în plan a noului traseu se determină astfel încît să se realizeze un echilibru hidrodinamic între curent și albia creată prin lucrările de regularizare care să-i asigure stabilitatea în timp.

Pe această linie, un alt principiu în proiectarea regularizărilor constă în determinarea elementelor albiilor, pe baza studiului caracteristicilor sectoarelor stabile ale aceluiași curs de apă, sau ale unor cursuri de apă similare (sectoare model). Observațiile sistematice asupra acestor caracteristici și corelarea lor cu factorii hidraulici au luat din această cauză o dezvoltare foarte mare, formînd împreună cu diferitele metode de calcul a deformațiilor albiei, o nouă disciplină numită dinamica albiilor.

Pentru stabilirea modificărilor albiei care se vor produce după implantarea lucrărilor de regularizare, se folosesc, în paralel cu calculele, încercările pe modele.

Cu toate progresele realizate de aceste metode, dată fiind complexitatea proceselor de albie, se recomandă ca lucrările de regularizare să se execute, de cîte ori este posibil, în etape, observînd modificările care au loc și comparîndu-le cu cele prevăzute, pe baza încercărilor de laborator și a calculelor. Dacă apar diferențe, este necesar să fie analizate cauzele acestora și să se aducă proiectului modificările corespunzătoare.

Se recomandă, de asemenea, ca lucrările de regularizare să fie realizate în cea mai mare măsură, din materiale locale și elemente elastice adaptabile la deformațiile albiei.

Evident, proiectele de regularizare vor ține seama de celelalte lucrări existente sau prevăzute pentru amenajarea cursului de apă și vor prefera amenajări și lucrări care să contribuie la înfrumusețarea peisajului.

De remarcat că nu există rețete sau metode valabile pentru orice împrejurări, fiind necesar să se compare mai multe soluții, în funcție de condițiile specifice fiecărui sector de rîu.

Cuceririle științei și tehnicii care se întrevăd pentru deceniile care urmează, între altele noi materiale de construcție cu calități superioare, ieftine și rezistente și necesitatea de a folosi cît mai complet apa și terenurile, ne face să presupunem, odată cu extinderea lucrărilor de gospodărire a apelor, acumulări și derivații, care vor modifica scurgerea apei, adaptînd-o total nevoilor omului, o evoluție a metodelor de regularizare, spre crearea de albii preponderent rectilinii, practic în întregime artificiale.

## 2. MIȘCAREA APEI ÎN RÎURI ȘI CARACTERISTICILE ALBIILOR

### 2.1. FORMAREA CURENȚILOR TRANSVERSALI

O bună înțelegere a proceselor de albie se bazează pe observația făcută încă de la sfîrșitul secolului trecut asupra caracterului spațial al mișcării apei în rîuri și formării curenților interiori transversali.

Masele de apă, în deplasarea lor în curbe, datorită forței centrifuge, sînt împinse spre malul concav (fig. XV.2), unde plonjează spre fund, erodînd taluzul și baza acestuia. În mersul lor ascendent, spre malul convex, cu o capacitate de erodare și transport în scădere, depun în parte, materialul solid purtat.

Panta transversală a oglinzii apei, ascendentă spre malul concav, are valoarea teoretică $\frac{v^2}{gR_0}$, în care $v$ este viteza apei în lungul albiei, $R_0$ este raza de curbură a albiei și $g$ — accelerația gravitației.

Similar, acceleraţia Coriolis, provocată de mişcarea de rotaţie a pămîntului, produce pante şi mişcări transversale ale apei în albii, reduse ca amploare dar care au efecte sensibile asupra albiilor, datorită acţiunii lor, continuă şi constantă în timp.

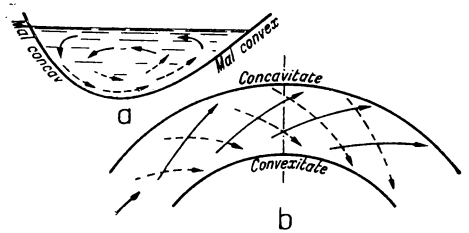



Fig. XV.2. Schema curenţilor transversali în albie;
*a* — secţiune transversală; *b* — plan.

Evident, deplasările transversale semnalate mai înainte şi altele ce mai pot fi provocate de diferite neregularităţi locale ale albiei, compuse cu mişcarea longitudinală a apei, produc mişcarea spaţială a apei, de forma unui şurub, cu pasul şi sensul de rotaţie variabile.

## 2.2. FORME ÎN PLAN, SECŢIUNEA ŞI PROFILUL LONGITUDINAL AL ALBIILOR

Datorită curenţilor interiori, nici un curs de apă cu albia aluvionară erodabilă nu poate păstra un traseu rectiliniu stabil. Cea mai mică neregularitate apărută întîmplător la maluri poate provoca mici sinuozităţi care dezvoltă circulaţia transversală. Aceasta declanşează procesul specific de albie, iar interacţiunea curent-albie conduce la formarea albiilor sinuoase aşa cum se constată la toate rîurile în terenuri erodabile.

Sinuozitatea albiilor poate fi mai mult sau mai puţin accentuată, iar formele în plan pot fi extrem de variate, datorită prezenţei sau absenţei braţelor, ramificaţiilor etc.

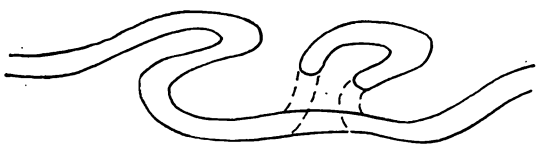


Fig. XV.3. Schema străpungerii într-o albie meandrată.

Un criteriu important de clasificare al rîurilor îl constituie evoluţia în timp a traseului albiei care poate fi foarte lentă sau cu tendinţă mai accentuată de meandrare. Meandrele sînt sinuozităţi ale formei în plan a albiei, care evoluează prin eroziunea zonelor de concavitate, pînă la apariţia unui proces de străpungere a zonei gîtuite (fig. XV.3). După străpungerea

pungere meandrarea se reia, prin cicluri succesive. De asemenea, meandrele se deplasează lent spre aval. Aceste procese sînt caracteristice rîurilor cu aluviuni foarte fine şi văi largi ale regiunilor de şes. Uneori meandrarea poate fi limitată prin prezenţa unor versanţi neerodabili. Meandrarea nu trebuie confundată cu sinuozitatea accentuată a unor văi care sînt totuşi stabile în timp, datorită diferitelor condiţii locale (albii neerodabile, obstacole etc.).

Secţiunea transversală a albiilor este de obicei formată dintr-o albie minoră şi una majoră. Delimitarea se face după diferite criterii, de exemplu, în funcţie de un anumit nivel caracteristic sau după forma secţiunii. Pentru studiul proceselor de albie prezintă interes acea parte din secţiune care este inundată aproape în fiecare an de viituri, formînd aşa-zisa albie principală. Din punct de vedere geometric, secţiunile transversale ale albiilor sînt caracterizate prin lăţimile $B$ ale suprafeţei libere şi prin raportul între suprafaţă şi lăţimea $B$, care dă adîncimea medie $H$. Un interes practic deosebit, pentru caracterizarea secţiunii îl prezintă raportul $B/H$ care are de obicei o valoare specifică pentru fiecare sector, crescînd din amonte spre aval.

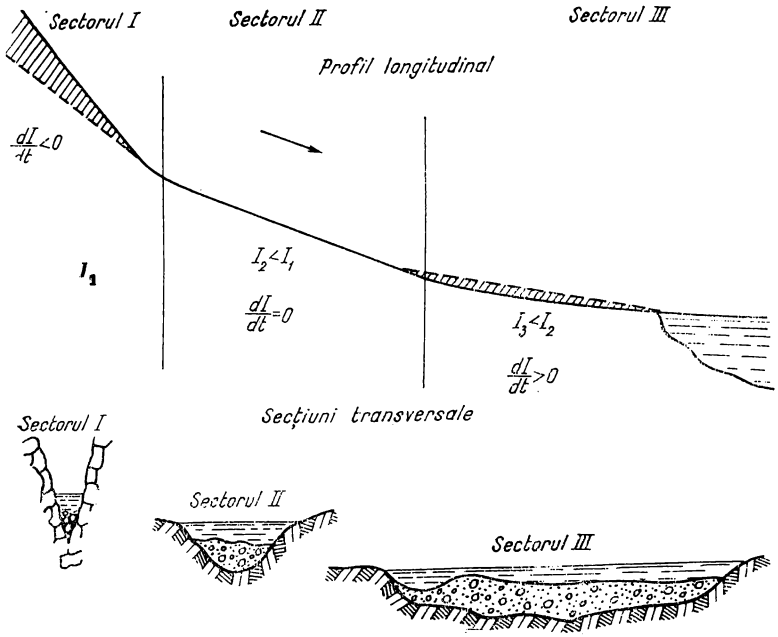



Fig. XV.4. Sectoare caracteristice ale unui curs de apă, din amonte înspre aval.

Analizînd profilul longitudinal al unui curs de apă cu albia aluvionară, se observă că deşi pantele au o variaţie continuă, descrescînd în general spre aval, poate fi împărţit în trei sectoare principale (fig. XV.4). Sectorul amonte cu panta generală medie cea mai

mare, este caracterizat printr-un proces de eroziune datorit capacităţii mari de transport a aluviunilor. În consecinţă, fundul tinde să coboare şi panta să se reducă. Sectorul următor cu panta generală medie $I_2 < I_1$ este un sector de tranzit, în care debitul solid afluent este egal cu capacitatea de transport, ceea ce conduce la o stare de echilibru. În fine, în sectorul inferior panta generală medie $I_3$ este cea mai mică, rezultînd depuneri şi o tendinţă de ridicare a fundului.

Se semnalează că profilul longitudinal al unui curs de apă, în special în sectoarele cu pantă mai accentuată, are o formă generală parabolică, cu concavitatea în jos precum şi că, unele cursuri de apă, nu au toate trei zonele semnalate mai înainte.

În afară de aceasta, în caracterizarea generală a pantelor se constată, analizînd sectoare mai restrînse, că apar succesiuni de zone mai lungi cu pante mici şi adîncimi mari denumite gropi sau adîncuri, separate prin zone scurte cu pante mari şi adîncimi mici denumite praguri (fig. XV.5). În timpul apelor mari, pragurile au tendinţa de a se supraînălţa prin depuneri, în timp ce adîncurile sînt erodate. La ape mici fenomenul este invers. Pragurile pot avea mai multe forme după cum zona cu fundul mai ridicat este unică, formată din două ridicături etc. Pragurile pot apare datorită unor cauze întîmplătoare (eroziuni locale produse de gheaţă şi urmate de colmatări, vase scufundate etc.), sau prin procese de albie. Ultimele sînt de următoarele tipuri : produse de acţiunea curenţilor în zonele de curbură, formate prin mişcarea dunelor de nisip, formate prin depunerea aluviunilor aduse de afluenţi şi rezultate din porţiuni locale de material neerodabil.

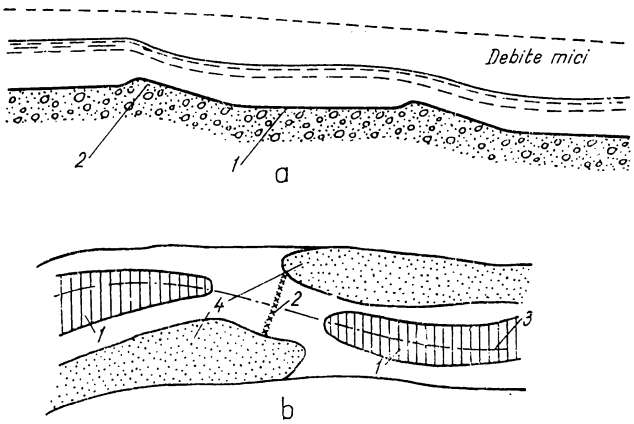



Fig. XV.5. Schema albiei cu adîncuri şi praguri :
*a* — profil longitudinal ;
*b* — plan ; *1* — adînc ; *2* — prag ; *3* — ax dinamic *4* — banc din depuneri.

## 2.3. LEGĂTURA ÎNTRE FORMA ÎN PLAN ŞI PROFILUL LONGITUDINAL

Între forma în plan şi profilul longitudinal al albiei există o strînsă legătură. Primele legi generale pentru această legătură propuse de Fargue, pe baza observaţiilor făcute pe fluviul Garona, verificate ulterior de alţii şi pe model, mai sînt folosite şi astăzi şi anume :

— adîncimea maximă şi curbura maximă nu coincid. Punctul cel mai adînc din albie este decalat spre aval faţă de vîrful curbei cu aproximativ un sfert din lungimea acesteia. Un decalaj analog are loc între punctul de inflexiune al albiei şi creasta pragului corespunzător;

— adîncimea la malul concav şi lăţimea zonei de depuneri (plajei) la cel convex, cresc o dată cu creşterea curburii malurilor;

— raportul lungimii curbelor de la un prag la altul faţă de lăţimea albiei trebuie să varieze în limite strînse (pe Garona *6 — 8*);

— forma profilului longitudinal al fundului depinde de caracterul variaţiei curburii albiei, modificări bruşte ale curburii provoacă modificări similare în profilul longitudinal. Mărirea treptată a curburii conduce la adîncirea corespunzătoare a fundului, iar reducerea curburii la ridicarea fundului.

În concepţia lui Fargue există pentru un sector dat o curbură optimă căreia îi corespunde şi scurgerea cu pierderi minime de energie. Această concepţie a fost dezvoltată de Velikanov sub denumirea principiului disipării minime. În regulile lui Fargue este definit indirect rolul circulaţiei transversale în procesul de formare a albiilor.

## 2.4. CARACTERIZAREA STABILITĂŢII ALBIILOR

Forma şi caracteristicile albiilor rezultă din interacţiunea albiei ca factor pasiv şi o serie de factori modelatori cum ar fi viteza cu panta curentului, variaţia anuală şi sezonieră a debitelor lichide, curenţii interiori, stocul debitelor solide şi gheţurile. Sub acţiunea acestor factori, albiile pot avea, în timp, variaţii ale profilului longitudinal şi formei în plan. Dacă acestea sînt mici şi au loc în jurul unei forme de echilibru, albiile sînt considerate ca fiind stabile. Velikanov a propus clasificarea sectoarelor rîurilor în patru categorii de stabilitate şi anume:

— sectoare de rîuri cu stabilitate foarte mare, la care rezistenţa la eroziune a materialului de fund este mai mare decît forţa de tîrîre a curentului. În astfel de rîuri, mişcarea aluviunilor este foarte redusă, iar schimbările formei în plan şi în profil sînt mici. Această situaţie apare la albii formate din material coeziv sau aluviuni de dimensiuni foarte mari;

— sectoare de rîuri cu stabilitatenormală în care forţa de tîrîre mijlocie şi rezistenţa patului la eroziune sînt în echilibru. Transportul de fund poate fi intens, dar forma albiei rămîne în medie aceeaşi, deşi există schimbări periodice ale cotei fundului;

— sectoare de rîuri de şes, cu stabilitate redusă, la care forţa de tîrîre este mai mare decît rezistenţa la eroziune a patului. La acestea apar modificări de formă anuale, cîteodată chiar de mai multe ori pe an;

— sectoare de rîuri complet instabile, în zona conurilor de dejecţie care suferă, schimbări la fiecare viitură.

Dintre factorii modelatori, rolul cel mai important, în caracterizarea stabilităţii îl are viteza curentului în raport cu diametrul particulelor care alcătuiesc albia. Lohtin a propus ca indice de stabilitate al albiilor raportul dintre rezistenţa la deplasare a unei particule (proporţională cu $d^3$) şi forţa exercitată de curent asupra acesteia (proporţională cu $d^2$ $v^2 \sim d^2 I$). Rezultă indicele:

$$f = \frac{d}{I\%}, \qquad \text{(XV.1)}$$

$d$ fiind dat în mm.

Observațiile efectuate în U.R.S.S. de Altunin arată că albiile stabile au în zona de vărsare $f > 2$, pe sectorul mijlociu $f > 5$, pe cel de deal $f > 6$ și pe cel superior $f > 7$. În condițiile rîurilor noastre aceste valori au numai un caracter indicativ. Același raport caracteristic a fost pus de Velikanov sub forma mai corectă a unui indice adimensional de formă inversă numărului Froude $K = gd/v^2$.

# 3. METODELE DE PROIECTARE A ALBIILOR REGULARIZATE

## 3.1. TRASAREA AXULUI ALBIEI REGULARIZATE

Ținînd seama de cele arătate mai înainte, traseul albiei regularizate stabile nu este rectiliniu, ci este format din curbe cu raza variind continuu pentru ca nici profilurile transversale să nu sufere modificări bruște. Între sectoarele curbe se pot intercala aliniamente scurte (fig. XV.6, *a*).

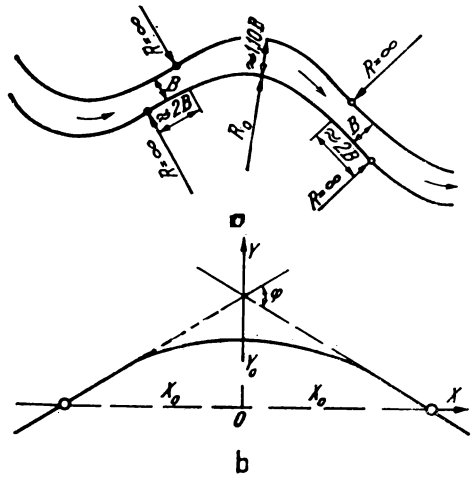



Fig. XV.6. Schema unui traseu de albie sinusoidal.

Condițiile hidraulice bune sînt îndeplinite de traseul format din arce de sinusoidă avînd coarda de lungimea (fig. XV. 6,*b*) $2x_0 = \pi \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} R_0$ și săgeata $y_0 = \left(\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}\right)^2 R_0$.

Ecuația corespunzătoare este:

$$y = y_0 \cos \frac{\pi x}{2x_0}. \qquad \text{(XV.2)}$$

Raza de curbură în vîrful curbei $R_0$ se determină în funcție de mărimea cursului de apă și de necesitățile de exploatare. Valoarea minimă admisibilă este $R_0 = (2.50 \ldots 3{,}00)\,B$, unde $B$ este lățimea la oglinda apei la debitul de calcul. O valoare medie bună este $R_0 = (5 \ldots 6)B$. Valorile prea mari ale razei $R_0$ nu asigură menținerea stabilității albiei. Pentru orientare se poate determina $R_0$ și după una din formulele folosite în U.R.S.S. $R_0 = \frac{100\sqrt{Q}}{\varphi^2}$ sau $R_0 = \frac{0{,}004}{I}\sqrt{Q}$, unde $I$ este panta, iar $Q$, debitul de formare a albiei.

Limitele valorilor $R_0$ se obțin prin trasarea preliminară a cîtorva variante ale axului regularizării pe un plan de situație al albiei existente. Cîteodată, în locul traseului sinusoidal se folosește un traseu format din arce de cerc cu două sau mai multe raze (mîner de coș). Un exemplu este dat în fig. XV.7.

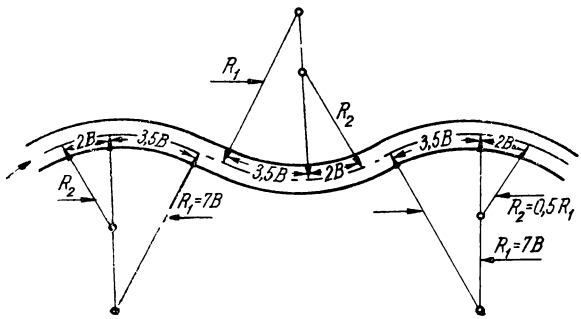



Fig. XV.7. Schema unui traseu de albie în mîner de coș.

O problemă importantă este stabilirea poziției traseului în raport cu albia naturală Astfel, în fig. XV. 8 se compară două variante ale unui proiect de regularizare fluvială a unui sector navigabil în zona unui prag. Varianta *a* realizează un sector din elemente sinusoidale cu zona de inflexiuni în dreptul pragului existent mărind însă vitezele față de cele naturale prin epiuri la ambele maluri. În varianta *b* se urmărește obținerea erodării pragului prin realizarea în dreptul lui a zonei de curbură maximă, astfel că menținerea adîncimii se obține printr-o circulație transversală favorabilă. Această soluție are un caracter mai pronunțat de modificare a scurgerii naturale.

În varianta *b*, epiurile sînt numai la unul din maluri, astfel că la ape mari vitezele rămîn mai apropiate de cele naturale.

Evident că lucrările arătate aici, în ambele variante au un caracter local și trebuie să se aibă în vedere înscrierea lor favorabilă în amenajarea de ansamblu a cursului de apă respectiv.

De multe ori este suficient să se regularizeze numai albia principală (medie), lucrările care s-ar face în albia majoră avînd numai rolul de a sprijini pe acelea din prima categorie. Regularizarea albiei majore, dacă este totuşi necesară, se poate realiza într-o a doua etapă. Pînă atunci trebuie luate măsuri pentru a nu modifica prea mult regimul apelor mari.

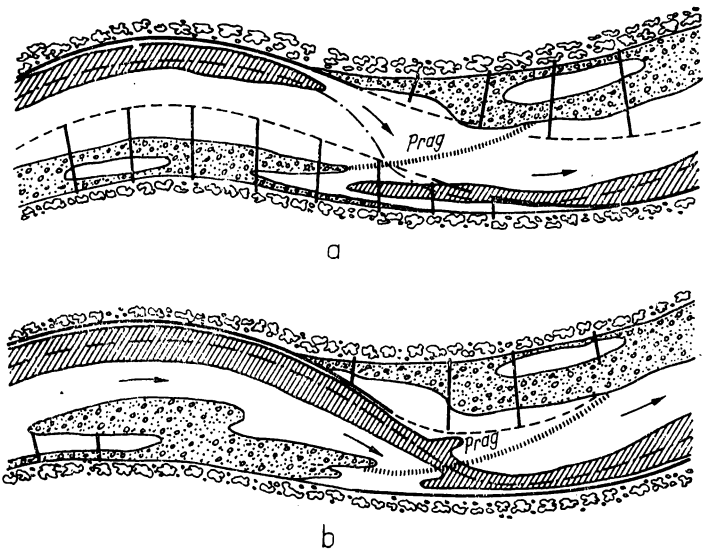



Fig. XV.8. Schemele variantelor de regularizare, pentru navigaţie, în zona unui prag:
*a* — prin îngustarea secţiunii, cu epiuri; *b* — prin curbarea albiei peste prag.

Condiţia de a produce modificări favorabile la debitele mici şi mijlocii, fără a schimba echilibrul natural la ape mari, conduce frecvent la realizarea de lucrări submersibile. De exemplu, închiderea braţelor secundare se face numai pentru ape medii, fără a schimba direcţia de scurgere a viiturilor.

Traseul ales trebuie să fie pe cît posibil conservativ, folosind malurile stabile, sprijinindu-se cînd intră în albie pe insulele şi bancurile stabile. Lucrările de regularizare trebuie racordate în ambele direcţii, amonte şi aval, pînă la sectoare stabile în mod natural, căutînd să nu se provoace influenţe negative asupra acestora.

Cînd aceasta nu este economic posibil, în etapa respectivă, datorită extinderii pe lungimi foarte mari, care ar rezulta pentru lucrările de regularizare, aceste lucrări se pot limita pe zona în care sînt necesare, încheindu-se la ambele capete cu lucrări foarte puternice. Aceste lucrări de capăt vor fi încastrate suficient în maluri şi vor fi suficient de

rezistente, aşa încît divagările albiilor neregularizate să nu le poată deteriora, împiedicîndu-se în felul acesta amorsarea unor distrugeri ale lucrărilor din sectorul regularizat progresiv, din extremitatea amonte şi regresiv, din extremitatea aval.

## 3.2. ACTIVAREA ARTIFICIALĂ A CIRCULAŢIEI TRANSVERSALE

Pentru cazurile în care nu se poate obţine un efect favorabil de adîncire a albiei sau depunere a aluviunilor printr-un traseu convenabil, Potapov a propus acţionarea circulaţiei transversale prin panouri care dirijează convenabil curenţii de suprafaţă sau pe cei de fund. Soluţia a fost în ultimul timp aplicată pe scară mare pe unele fluvii din India şi Africa, unde au predominat avantajele date de realizarea prin mijloace simple, de lipsa fenomenelor de iarnă, de ieftinătatea manoperei permiţînd o întreţinere convenabilă. Pentru un curent îngust, de adîncimea $H$, ajunge un panou de adîncime (0,20... 0,40) $H$ lungime (1...3) $H$ şi înclinarea faţă de albie sub un unghi de 12—20°. Efectul unui astfel de panou se resimte pe o distanţă de (10...20)$H$. În cazul albiilor mai largi, în care se aşază mai multe panouri, distanţa între ele este $d$ = (0,80...1,00) $H$ (fig. XV.9; v. şi fig. XV.36).

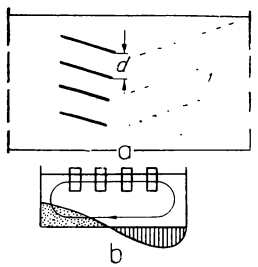



Fig. XV.9. Schema acţiunii panourilor Potapov: *a* — plan; *b* — secţiune transversală; *1* — curenţi de fund.

## 3.3. TRASAREA PROFILULUI TRANSVERSAL STABIL PENTRU ALINIAMENTE

O primă metodă de trasare a profilului stabil caută să determine o formă pentru care fiecare element al albiei este în echilibru sub acţiunea forţei de tîrîre a curentului, greutăţii proprii şi frecării între particule.

Se reaminteşte că efortul mediu de tîrîre exercitat de un curent asupra albiei prismatice este raportul între componenţa tangenţială a greutăţii apei şi suprafaţa udată şi este dat, în cazul unei albii foarte largi, de adîncimea $H$, de expresia $\tau = \gamma HI$, iar în cazul unei albii oarecare de $\tau_s = \gamma_s RI$, în care $R$ este raza hidraulică a secţiunii.

De multe ori se foloseşte pentru $\tau$ şi denumirea de forţă de tîrîre specifică sau, mai simplu, forţa de tîrîre.

Prin încercări de laborator s-a determinat valoarea critică a efortului de tîrîre, la care se pune în mişcare o particulă de diametru mediu $d$. Diferitele relaţii pot fi aduse la forma propusă de du Boys $\tau_{cr} = A(\gamma_s - \gamma)d$ în care $\gamma_s$ şi $\gamma$ sînt greutatea specifică a aluviunilor şi respectiv a apei, iar $A$ este un coeficient egal, după Meyer-Peter, cu 0,03 pentru imobilitate absolută şi 0,047 pentru majoritatea particulelor în mişcare.

Valorile date pentru $\tau_{cr}$, de diferiţi cercetători, diferă foarte mult. Totuşi, observaţiile efectuate pe canale şi rîuri arată că valorile admisibile $\tau_{adm}$ ale efortului de tîrîre pot fi ceva mai mari decît $\tau_{cr}$ determinat în laborator. Valorile $\tau_{adm}$ recomandate de Bureau of Reclamation din S.U.A. sînt date în tabelul XV.2 pentru albii rectilinii. În tabelul XV.3 se dau valorile forţei de tîrîre şi pentru diferite tipuri de apărări de maluri utilizate în regularizări, după recomandările din literatura sovietică. La albii sinuoase aceste valori trebuie reduse cu 10 — 40%, în funcţie de gradul de sinuozitate.

*Tabelul XV.2*

**Valorile efortului de tîrîre admisibile recomandate pentru albii din material necoeziv de Bureau of Reclamation (S.U.A.)**

| Albie din nisip | | | | Albie din pietriș[1]) | |
|---|---|---|---|---|---|
| Diametrul mediu al particulelor mm | $\tau_{adm}$, kgf/m² | | | $d$, mm | $\tau_{adm}$, kgf/m² |
| | Fără suspensii | Turbiditate redusă | Turbiditate mare | | |
| 0,10 | 0,12 | 0,24 | 0,39 | 10 | 0,88 |
| 0,30 | 0,14 | 0,25 | 0,41 | 20 | 1,53 |
| 0,50 | 0,15 | 0,26 | 0,43 | 30 | 2,45 |
| 1,00 | 0,25 | 0,30 | 0,45 | 40 | 3,30 |
| 2,00 | 0,30 | 0,39 | 0,59 | 50 | 3,94 |
| 3,00 | 0,39 | 0,49 | 0,64 | 70 | 5,90 |
| 5,00 | 0,74 | 0,83 | 0,88 | 100 | 8,40 |

[1]) 75% din particule au $d < d_{75}$.

*Tabelul XV.3*

**Valorile admisibile ale efortului de tîrîre**

| Nr. crt. | Natura terenului sau a îmbrăcămintii | $\tau_{max}$ kgf/m² |
|---|---|---|
| 1 | Nisip cuarțos obișnuit cu diametrul de 0,20 — 0,40 mm | 0,18— 0,20 |
| 2 | Idem, 0,40 — 1,00 mm | 0,25— 0,30 |
| 3 | Idem, pînă la 2 mm | 0,40 |
| 4 | Amestec de nisip mare | 0,60— 0,70 |
| 5 | Nisip bine așezat și pietriș mărunt, acțiune de lungă durată | 0,80— 0,90 |
| 6 | Idem, acțiune temporară (la viituri) | 1,00— 1,20 |
| 7 | Lut nisipos curat | 1,10 |
| 8 | Pietriș cuarțos rotund cu diametrul de 0,50—1,50 cm | 1,25 |
| 9 | Pietriș amestecat cu lut; acțiune de lungă durată | 1,50 |
| 10 | Idem, acțiune temporară | 2,00 |
| 11 | Pietriș cuarțos mare, cu diametrul de 4 — 5 cm | 4,80 |
| 12 | Prundiș calcaros, plat, cu grosimea de 1—2 cm și lungimea de 4 — 6 cm | 5,60 |

*Tabelul XV.3* (continuare)

| Nr. crt. | Natura terenului sau a îmbrăcăminții | $\tau_{max}$ kgf/ m² |
|---|---|---|
| 13 | Ierburi însămînțate | 1,00 |
| 14 | Brazde, acțiune de scurtă durată | 2,00— 3,00 |
| 15 | Idem, acțiune de lungă durată | 1,50— 1,80 |
| 16 | Brazde fixate cu țăruși; acțiune de lungă durată | 2,50— 3,00 |
| 17 | Garduri de nuiele, simple | 4,00 |
| 18 | Anrocamente mari fixate în gărdulețe, așezate pe filtre inverse | 10,00—12,00 |
| 19 | Pereu uscat din moloane de 0,25 — 0,30 m coada medie, așezate pe filtre inverse | 8,00—16,00 |
| 20 | Anrocamente de minimum 0,30 m diametru mediu | 16,00—24,00 |
| 21 | Apărări cu gabioane | 16,00—20,00 |
| 22 | Îmbrăcăminți din beton sau beton armat, în funcție de grosimea plăcilor (0,04—0,20 m) | 3,00— 7,00 |
| 23 | Saltele de fascine | 3,00— 7,00 |
| 24 | Pereți continui de piloți de lemn sau căsoaie (cu apărări, la bază. împotriva afuierii) | Pînă la 16,00 |
| 25 | Pereți din palplanșe de lemn (apărați, la bază, împotriva afuierii) | 20,00—24,00 |

Repartiția efortului unitar $\tau$, pe suprafața albiei, depinde de forma acesteia. Un exemplu pentru o albie trapezoidală este dat în fig. XV.10. Se constată că efortul de tîrîre maxim pe taluz este $\tau = 0{,}75\ \gamma HI$. Studiind echilibrul unei particule pe taluz rezultă, datorită înclinării acestuia, o reducere a efortului admibisil cu un coeficient:

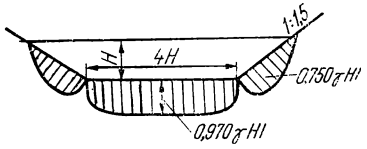



Fig. XV. 10. Repartiția efortului de tîrîre la o albie trapezoidală.

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}\ , \qquad \text{XV.3)}$$

unde $\theta$ este unghiul făcut de taluz cu orizontala iar $\varphi$ este unghiul taluzului natural, pentru care se recomandă valorile din fig. XV. 11 în funcție de diametrul și forma particulelor.

Studiile efectuate de Bureau of Reclamation din S.U.A. arată că, punînd condiția ca pe întregul contur al albiei efortul de tîrîre să fie egal cu valoarea admisibilă, se obține o formă cosinusoidală (fig. XV.12, *a*) dată de ecuația:

$$y = H_0 \cos\left(\operatorname{arc\,tg} \frac{\varphi}{H_0} x\right), \qquad \text{(XV.4)}$$

$H_0$ fiind adîncimea maximă dată de relația:

$$H_0 = \frac{\tau_0}{0{,}97 \gamma I}. \qquad \text{(XV.5)}$$

Viteza medie și aria $A$ corespunzătoare sînt:

$$V = \frac{0{,}90 - 08{,}0 \operatorname{tg} \theta}{n} H_0^{2/3} I^{1/2}; \; A = \frac{2{,}0\,4}{\operatorname{tg} \varphi} H_0^2 .$$

Pentru a determina forma corespunzătoare unui debit $Q$ se calculează inițial debitul $Q' = VA$, pentru care pot apare două situații:

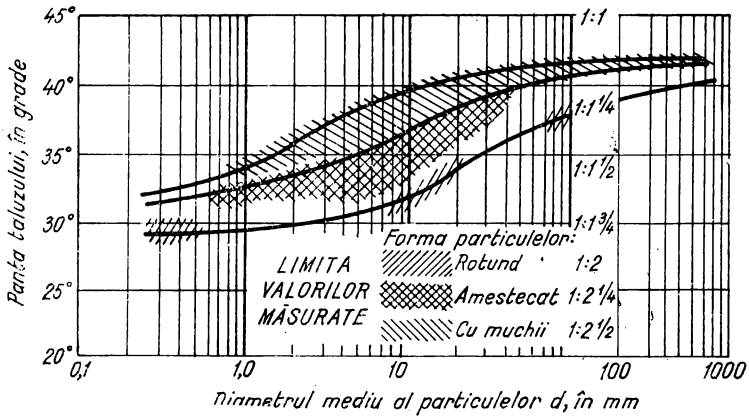



Fig. XV.11. Unghiul taluzului în funcție de material.

a) $Q' < Q$. În acest caz se introduce în porțiunea centrală un sector dreptunghiular (fig. XV.12, *b*) de adîncime $H_0$ și lățime: $\Delta B' = \frac{n(Q - Q')}{1{,}49 H_0^{5/3} I^{1/2}}$;

b) $Q' > Q$. Se reduce porțiunea centrală cu o lățime: $\Delta B' = 0{,}96 \left(1 - \sqrt{\frac{Q'}{Q}}\right) B$,

unde $B$ este lățimea la partea superioară a secțiunii inițiale cosinusoidale. Secțiunea rezultată va avea deci adîncimea mai mică decît $H_0$ (fig. XV.12, *c*).

A doua metodă, care cunoaște o largă răspîndire, pornește de la principiul că un curs de apă stabil într-un pat aluvionar este într-o stare de echilibru natural, care poate fi caracterizată printr-o serie de corelații între elementele sale hidraulice și geometrice, așa-numitele relații morfometrice.

Metoda a fost prima dată aplicată pentru proiectarea canalelor de irigație, necăptușite, din India. Ulterior a fost extinsă în diferite țări, nu numai pentru proiectarea sistemelor de irigații ci și a regularizării rîurilor. De asemenea, de la utilizarea inițială pentru albii din material necoeziv, s-a trecut la cele cu material ușor coeziv și la albii cu materiale diferite pe fund și maluri. Se consideră totuși că o limitare o dă numărul Froude al scurgerii, sub formă $\mathrm{Fr} = V/\sqrt{gH}$, $H$ fiind adîncimea medie. În funcție de natura materialului din albie se poate stabili o limită inferioară Fr sub care se produc depuneri și o limită superioară peste care are loc eroziunea malurilor.

Relaţiile morfometrice, cele mai simple, corelează elementul studiat cu debitul prin relaţii exponenţiale de tipul:

$$H = A_H Q^{\alpha}, \text{ pentru adîncime;}$$

$$B = A_B Q^{\beta}, \text{ pentru lăţime;}$$

$$I = A_I Q^{\gamma}, \text{ pentru pantă;}$$

$$V = A_V Q^{\vartheta}, \text{ pentru viteză;}$$

$$g = A_g Q^{\varepsilon}, \text{ pentru debitul solid.}$$

Din condiţii hidraulice se obţin relaţii între coeficienţii $A_H$, $A_B$, $A_I$, $A_V$, $A_g$ sau între exponenţi. De exemplu, din ecuaţia de continuitate rezultă: $A_H A_B A_V = 1$ şi $\alpha + \beta + \delta = 1$.

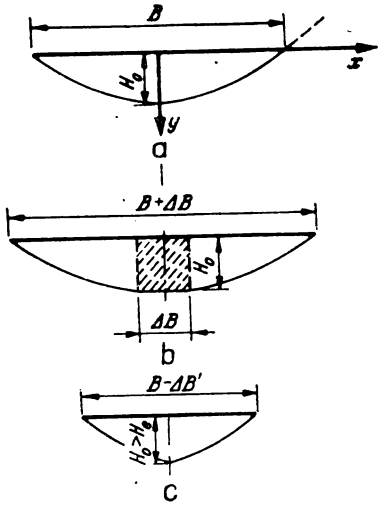



Fig. XV.12. Forma albiei de egală rezistenţă la erodare (după Bureau of Reclamation, S.U.A.):
*a, b, c* – corecturi ale lăţimii după debit.

Relaţii de tipul de mai înainte se pot stabili urmărind acelaşi profil la diverse debite sau mai frecvent comparînd profilurile unui sector la un singur debit caracteristic denumit debit de formare a albiei.

Debitul de formare este definit în mai multe moduri, în funcţie de asigurare sau de perioada de repetare (debitul maxim anual care se produce o dată la 5 sau 10 ani), de efectul asupra punerii în mişcare a particulelor de fund şi de gradul de umplere a albiei principale. Ultimul mod de definire este cel mai uzitat atunci cînd lucrările de regularizare urmăresc îmbunătăţirea condiţiilor de scurgere la debite mici şi mijlocii, aşa cum este cazul, de exemplu, la lucrările făcute pentru navigaţie.

Așa cum se vede însă în fig. XV.13, în care sînt comparate mai multe profiluri transversale ale unui sector de rîu, trasarea oglinzii apei, după această definiție, are în anumită măsură un caracter subiectiv.

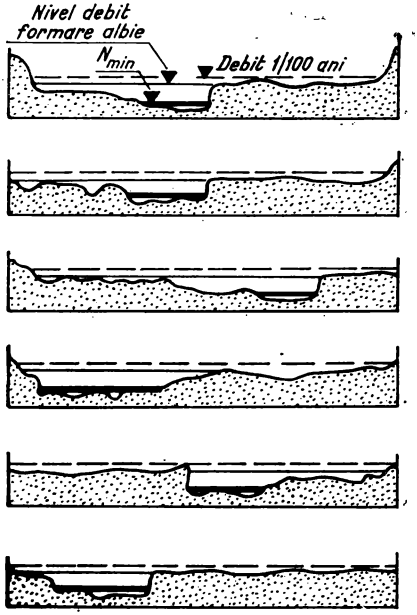



Fig. XV.13. Schemele lățimilor albiei în diferite profiluri.

După ce se pun pe profiluri nivelurile respective trebuie verificat dacă ele corespund pe un profil în lung aceluiași debit, făcîndu-se corelarea debit-niveluri prin încercări succesive. Esențial este ca modul de definire să fie același ca în studiile care au stat la baza relațiilor morfometrice folosite. Schimbarea asigurării modifică în special coeficientul, exponentul rămînînd același. Astfel, conform studiilor lui Nixon, valoarea lățimii stabile la debite cu diferite asigurări s-a modificat după cum urmează :

— asigurare 30%, $B = 4{,}90\ Q^{1/2}$;

— asigurare 10%, $B = 3{,}40\ Q^{1/2}$;

— asigurare 5%, $B = 2{,}80\ Q^{1/2}$;

— asigurare 0,60%, $B = 1{,}65\ Q^{1/2}$.

În mod similar se constată că cercetări făcute în țări diferite și condiții diferite au dat în relațiile respective, valori foarte apropiate ale exponenților. Astfel, valoarea $\beta = 1/2$, în formula lățimii stabile a fost verificată de studii efectuate de cercetători englezi (Lacey, Inglis, Blench), americani (Simmons, Maddok) și sovietici (Levi, Altu-

nin). Valorile extreme sînt $\beta = 0{,}57$ (Ribkin — U.R.S.S.) şi $\beta = 0{,}43$ (Ackers-Anglia). Ţinînd seama de varietatea şi diversitatea materialului studiat acest rezultat confirmă posibilităţile metodei morfometrice.

O altă categorie de relaţii morfometrice sînt acelea în care în afarră de debit se introduc şi alte elemente care caracterizează materialele din patu albiei, concentraţia materialul în suspensie etc. Ca exemplu se dau relaţiile lui Altunin, folosite în U.R.S.S. şi verificate pe unele din rîurile noastre, avînd forma:

$$B = A'_B \frac{Q^{0,50}}{I^{0,20}}; \qquad \text{(XV.6)}$$

$$H = \frac{1}{K_H} B^m. \qquad \text{(XV.7)}$$

Coeficienţii $A'_B$, $K_H$ şi exponentul $m$ sînt daţi în tabelul XV.4.

*Tabelul XV.4*

**Valorile parametrilor albiei stabile pentru formulele lui Altunin**

| Sectorul de rîu şi condiţiile de scurgere | Coeficientul $A'_B$ | | Exponentul $m$ | | $K_H$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Mal fix | Mac erodabil | Mal fix | Mal erodabil | Nal fix | Mal erodabil |
| Sector între munte şi deal. Albie din bolovăniş. Viteza şi pante apropiate de cele critice | 0,75 | 0,90 | 1,00 | 0,80 | 16,00 | 10,00 |
| Sector de deal, la ieşirea spre şes. Albie din nisip şi pietriş. Scurgere liniştită | 0,90 | 1,00 | 0,80 | 0,67 | 10,00 | 9,00 |
| Sector mijlociu de şes. Albie din nisip grăunţos mijlociu şi mărunt. Scurgere liniştită | 1,00 | 1,10 | 0,67 | 0,50 | 9,00 | 5,00 |
| Curs inferior. Albie din nisipuri mărunte | 1,10 | 1,30 | 0,57 | 0,50 | 4,10 | 3,00 |

Relaţii mai recente sînt cele propuse de Simmons şi Albertson care utilizează atît studiile anterioare efectuate de Lacey şi Blench cît şi analiza unui mare număr de observaţii efectuate în diferite ţări.

Un avantaj al diagramelor propuse constă în faptul că sînt indicate prin haşuri zone de valabilitate, pentru care există observaţii în natură.

Se consideră canale și cursuri de apă fără sinuozități prea mari, cu scurgere lentă și coeficient $Fr = \frac{v}{\sqrt{gR}} \leqslant 0{,}30$, lățimea mai mare decît trei adîncimi și turbiditatea mai mică sau cel mult egală cu 500 mg/l și aluviuni de fund relativ fine. În funcție de natura materialului, albiile se grupează în următoarele categorii :

*A* — albii cu fund și malul din particule necoezive, cu diametre mari ;
*B* — albii cu fundul și malul din nisip ;
*C* — albii cu fundul din nisip și malul din material coeziv ;
*D* — albii cu fundul și malul din material coeziv.

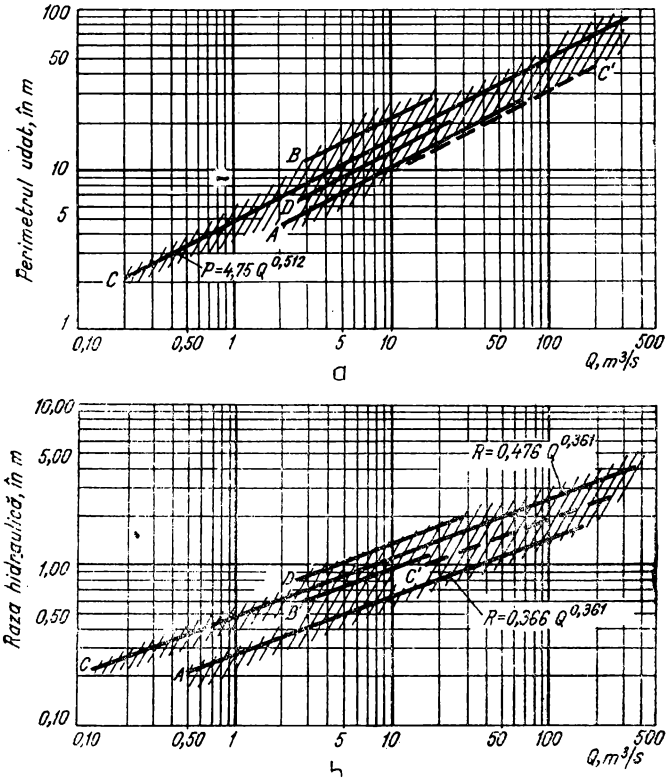



Fig. XV.14. Diagramele perimetrului *a* și razei hidraulice *b*, în funcție de debit:
*a* — perimetrul; *b* — raza hidraulică

Pentru categoria *C* există și date corespunzătoare unor turbidități ρ mai mari de 500 mg/l. Albiile corespunzătoare sînt introduse într-o categorie nouă *C'*.

În prima etapă a calculului se determină perimetrul și raza hidraulică în funcție de debit cu ajutorul diagramelor din fig. XV.14. Cu diagrama din fig. XV.15 se poate calcula secțiunea. Se determină apoi viteza și cu ajutorul diagramei din fig. XV.16 se poate calcula panta.

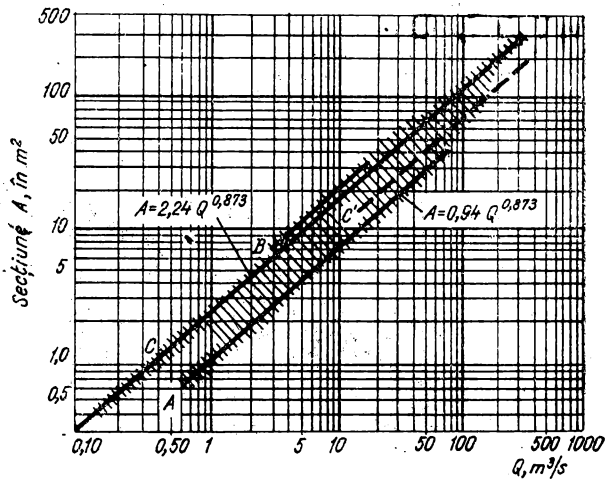



Fig. XV.15. Diagrama secțiunii, în funcție de debit.

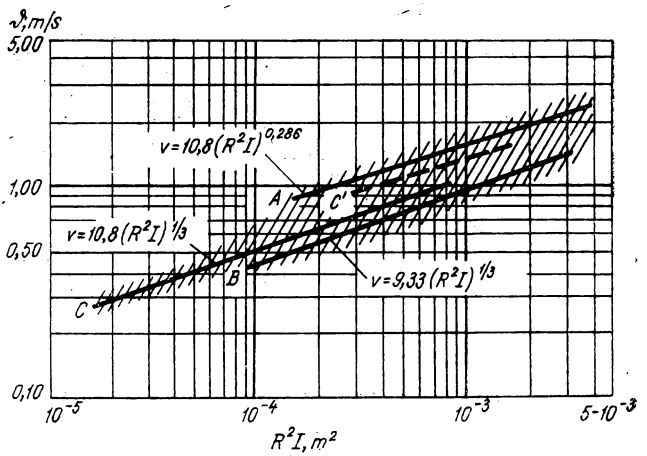



Fig. XV.16. Diagrama pantei în funcție de viteză.

Înainte de aplicarea relațiilor sau diagramelor menționate pentru proiectarea de regularizări este indicat să fie verificate pe sectoare stabile ale rîului ce urmează a fi amenajat sau pe alte rîuri cu caractersiticile apropiate.

## 3.4. TRASAREA PROFILULUI TRANSVERSAL ÎN SECTOARELE SINUOASE

Forma profilului regularizat în curbă trebuie să țină seama de tendințele de erodare a malului concav. O formă bună poate fi determinată conform fig. XV.17 în care :

$$y = H_0\left(1 - \frac{4x^2}{B_c^2}\right)\left(1 + K\frac{x}{R}\right), \qquad \text{(XV.8)}$$

unde : $R$ este raza malului concav ;

$K$ = 5,34 dacă debitul de calcul este menținut în albia minoră ;

$K$ = 8,01 dacă debitul de calcul este transportat și în albia majoră ;

$H_0 = \frac{3}{2} H_{med}$ ;

$H_{med}$ = adîncimea medie a regularizării.

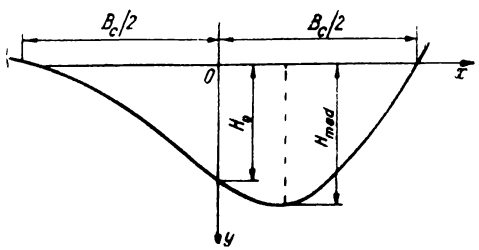



Fig. XV.17. Secțiune transversală în curbă.

Adîncimea maximă se determină din relația lui Boussinesque :

$$H_{max} = H_{med}\left(1 + \theta\sqrt{\frac{B}{R}}\right); \qquad \text{(XV.9)}$$

mărimea coeficientului $\theta$ depinde de raportul $B/R$ și se determină din tabelul XV.5.

În diferite cazuri practice formele profilurilor transversale diferă uneori de cele de mai înainte, apropiindu-se de formele naturale. Un exemplu de regularizare cu profil parabolic în zona rectilinie și disimetric în curbă este dat în fig. XV.18.

*Tabelul XV.5*

**Valorile ν pentru relația lui Boussinesque**

| $B/R$ | 0,16 | 0,20 | 0,25 | 0,33 | 0,50 |
|---|---|---|---|---|---|
| ν | 0,60 | 0,62 | 0,65 | 0,75 | 0,85 |

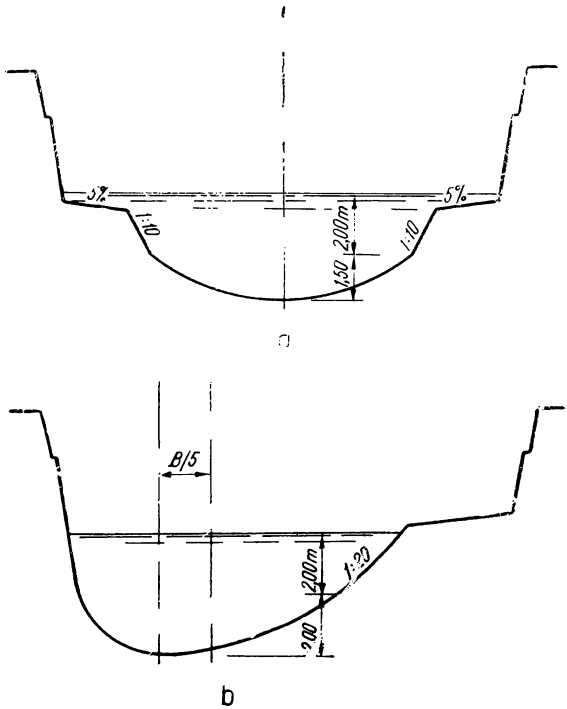



Fig. XV.18. Schema secțiunilor regularizate :
*a* — albie rectilinie ; *b* — albie în curbă.

## 3.5. VERIFICAREA NIVELURILOR ŞI CAPACITĂŢILOR DE TRANSPORT ALE ALBIEI REGULARIZATE

După stabilirea traseului şi profilurilor se verifică nivelurile, comparîndu-se cu cele iniţiale şi cu cele necesare folosinţei regularizării. Calculul rugozităţii (după Manning) se poate face în funcţie de diametrul $d$ al materialului aluvionar de fund cu formula lui Ciang: $n = 0{,}0166\ d^{1/6}$ [mm].

Pe baza acestui calcul se determină vitezele şi eforturile de antrenare în diferite profiluri, cu ajutorul cărora se verifică efectul curentului asupra fundului şi malurilor.

O metodă simplă constă din compararea vitezei medii cu viteza critică stabilită după normele din U.R.S.S. Aceasta este dată de relaţia $V_0 = V_{01}\ H^{0,2}$, $V_{01}$ reprezentînd viteza critică pentru o adîncime de 1 m, dată în tabelul XV.6

*Tabelul XV.6*

**Viteza critică de antrenare la $H = 1{,}00$ m pentru terenuri necoezive (după norme din U.R.S.S.)**

| Denumirea terenului | Diametrul particulelor mm | $V_{01}$ m/s |
|---|---|---|
| Praf şi mîl | 0,005— 0,05 | 0,15—0,21 |
| Nisip fin | 0,05— 0,25 | 0,21—0,32 |
| Nisip mijlociu | 0,25— 1,00 | 0,32—0,57 |
| Nisip grăunţos | 1,00— 2,50 | 0,57—0,65 |
| Prundiş mărunt | 2,50— 5,00 | 0,65—0,80 |
| Prundiş mijlociu | 5— 10 | 0,80—1,00 |
| Prundiş grosier | 10— 15 | 1,00—1,20 |
| Pietriş mărunt | 15— 25 | 1,20—1,40 |
| Pietriş mijlociu | 25— 40 | 1,40—1,80 |
| Pietriş mare | 40— 75 | 1,80—2,40 |
| Bolovani(galeţi) mici | 75—100 | 2,40—2,80 |
| Bolovani mijlocii | 100—150 | 2,80—3,40 |
| Bolovani mari | 150—200 | 3,40—3,90 |
| Bolovăniş mic | 200—300 | 3,90—4,40 |
| Bolovăniş mediu | 300—500 | 4,40—4,80 |

Pentru orientare se dau valorile efortului critic din diagrama fig. XV.19 unde curbele *A*...*D* corespund tipurilor de albii din metoda Simmons și Albertson expuse mai înainte. Se constată că în domeniul particulelor mari, valorile sînt mai reduse decît cele corespunzătoare tabelului XV.2, după Bureau of Reclamation.

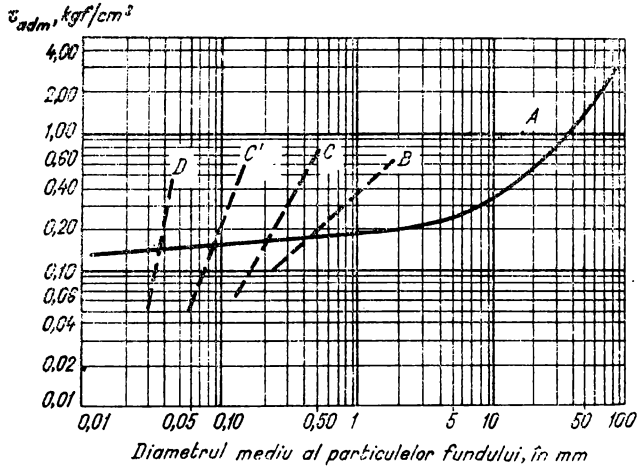



Fig. XV.19. Diagrama efortului de tîrîre în funcție de material.

O ultimă verificare constă în calculul capacității de transport a debitului solid tîrît și în suspensie, la diferite debite. Se poate apoi determina prin integrare stocul solid total care poate fi transportat în zona regularizată. Acesta trebuie să fie mai mare decît cel afluent rezultat din studiille hidrologice.

Pentru debitul solid tîrît se pot folosi formulele date de Schoklitsch și Levi. Pentru albii cu aluviuni mari se recomandă, în calculele de regularizare, formula lui Meyer-Peter, verificată în natură cu bune rezultate :

$$0{,}22 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} g_s = \beta\, \tau - \tau_{cr}, \qquad \text{(XV.10)}$$

în care : $\tau_{cr} = 0{,}047\ (\gamma_s - \gamma)$ ;

$\beta$ este un coeficient de corecție, care ține seama de faptul că o parte din efortul de tîrîre al curentului se exercită asupra malurilor și de frecarea suplimentară produsă de dunele de pe fundul albiei. $\beta = \left(\frac{K}{K_s}\right)^{3/3} \cdot \frac{B}{P}$.

Pentru albii largi ($B \geqslant 10\,H$) se poate lua în primă aproximație $\beta = 0{,}70$ ;

$B$, $P$ — lățimea, respectiv perimetrul udat al albiei ;

$K$ — coeficientul lui Strickler determinat în funcție de pantă și raza hidraulică cu formula cunoscută $Q = K\, R^{2/3}\, I^{1/2}$ ;

$K_S$ — același coeficient pentru condițiile unei albii cu fund plat, la care pierderile sînt produse numai de rugozitatea aluviunilor. După Strickler

$$K_s = 21{,}1/6\sqrt{d_{med}};$$

$\gamma_s$, $\gamma$ — greutatea specifică a materilului de fund și a apei.

Pentru capacitatea de transport a aluviunilor în suspensie, exprimată prin turbiditatea $\rho$ [kg/m$^3$] se poate folosi relația, propusă de Levi :

$$\rho = \left(\frac{V}{2\sqrt[3]{g\,H\,\overline{w}}}\right)^4, \qquad \text{(XV.11)}$$

sau relațiile lui Zamarin :

$$\rho = 0{,}022\left(\frac{V}{w}\right) \times \sqrt[1{,}50]{\overline{RI}}, \text{ pentru } 0{,}002 < \overline{w} < 0{,}008 \text{ m/s};$$

$$\rho = 11\,V\sqrt{\frac{\overline{RI}}{w}}, \text{ pentru } \overline{w} > 0{,}008 \text{ m/s}, \qquad \text{(XV.12)}$$

în care $R$, $V$ și $\overline{w}$ sînt raza hidraulică, viteza medie și respectiv mărimea hidraulică mediată cu ponderea corespunzătoare fiecărei fracțiuni din curba granulometrică.

### 3.6. FENOMENUL DE PAVARE

Fenomenul de pavare apare atunci cînd patul albiei este acoperit cu un strat de material grosier (pietriș mare și bolovani). Acest fenomen este caracteristic sectoarelor de rîu pentru care capacitatea de transport este mult mai mare decît debitul solid afluent. În aceste condiții, materialul fin este treptat antrenat și cota fundului coboară pînă ce nu rămîn la suprafață decît pietrele de dimensiuni mai mari sau bolovanii. Acest fenomen este de obicei observat și în aval de lacurile de acumulare, unde capacitatea de antrenare crește datorită întreruperii afluxului solid.

Citeodată, pavarea cu bolovani sau blocuri artificiale este folosită ca o metodă de regularizare pentru stabilizarea albiilor cu tendință de eroziune. Această soluție a fost folosită, de exemplu, pentru regularizarea sectorului superior al Rinului, la ieșirea din lacul Constanța.

Pentru determinarea caracteristicilor albiei stabile pavate cu bolovani, nu mai pot fi folosite metodele analizate pentru albii cu fund format din nisipuri și transport solid de fund pronunțat. Studiile recente efectuate de Kellerhals, pe baza observațiilor pe mai multe rîuri din Canada și Elveția, arată însă că și în acest caz s-a putut stabili o relație morfometrică, pentru lățimea albiei stabile $B = A_B\,Q_0^{1/2}$, $Q_0$ fiind debitul la care se pun în mișcare pietrele mai mari și anume cele al căror diametru mediu nu este depășit decît de 10% din numărul total. În acest scop, se iau probe pe mai multe suprafețe sau de-a lungul mai multor profiluri și se analizează statistic rezultatele, diametrul caracteristic menționat notîndu-se cu $d_{90}$. Debitul de început de antrenare, pentru albia pavată, corespunde după aceleași studii unui efort de tîrîre critic $\tau_{cr} = 16\,d_{90}^{1/4}$.

Coeficientul Chézy pentru albia pavată este dat de relația $C = 6{,}5\sqrt{g}\left(\frac{H}{d_{90}}\right)^{1/4}$.

Pe baza acestor relații rezultă formulele pentru calculul adîncimii $H$, pantei $I$ și vitezei medii :

$$H = 0{,}182\ Q_0^{0,40}\ d_{90}^{-0,12};$$

$$I = 0{,}086\ Q^{-0,40}\ d_{90}^{0,92}; \qquad \text{(XV.13)}$$

$$V = 1{,}67\ Q^{0,10}\ d_{90}^{0,12}.$$

Elementele de mai înainte se pot determina și în funcție de lățimea stabilă $B$ :

$$H = 0{,}148\ Q_0^{0,80}\ d_{90}^{-0,12}\ B^{-0,80};$$

$$I = 0{,}167\ Q_0^{0,80}\ d_{90}^{-0,92}\ B^{0,80}; \qquad \text{(XV.14)}$$

$$V = 2{,}08\ Q_0^{0,20}\ d_{90}^{0,12}\ B^{-0,20}.$$

În afară de proiectarea albiilor stabile în regim pavat, aceste relații pot fi utilizate pentru calculul aproximativ al eroziunii generale în aval de lacurile de acumulare. Debitul $Q_0$ este în acest caz corespunzător descărcărilor maxime cu perioada de repetare o dată la 5 pînă la 20 ani. Pentru lățimea $B$ aleasă pentru regularizarea aval și o pantă egală cu panta generală a rîului se determină $d_{90}$ și se calculează adîncimea corespunzătoare îndepărtării materialelor mai fine. Dacă valoarea $d_{90}$ obținută este mai mare decît a materialelor grosiere disponibile, se modifică corespunzător lățimea $B$.

## 3.7. STUDII ȘI CERCETĂRI PENTRU PROIECTELE DE REGULARIZARE

Reușita unui proiect de regularizare este condiționată și de asigurarea studiilor topografice, geologice, hidrologice și pentru lucrările mai importante, a cercetărilor pe modele hidraulice. Studiile topografice trebuie să pună la dispoziție planuri de situație și profiluri transversale în secțiunile caracteristice (la distanțe egale cu circa 10 lățimi de albie). Pentru sectoarele mai lungi sînt foarte utile ridicările aerofotogrametrice. Determinarea adîncimilor la rîurile mai adînci se face cu dispozitive moderne pe bază de ultrasunete (radioecholot). Studiile geologice trebuie să dea indicații asupra naturii, rezistenței și stratificației malurilor, adîncimii rocii de bază și naturii petrografice a aluviunilor. Studiile hidrologice trebuie să pună la dispoziția proiectantului debitele caracteristice, cheile limnimetrice în profilurile caracteristice, rugozitatea albiei, corelația debite lichide — debite solide tîrîte și în suspensie. O importanță deosebită au datele asupra materialului de albie, fiind necesare atît curbele granulometrice ale materialului de suprafață cît și ale celui de adîncime. Studiile de teren specifice lucrărilor de regularizare sînt observațiile asupra modificării albiei în timp, cu stabilirea tendințelor de eroziune și depunere pe planuri sinoptice (fig. XV. 20), a variației cotei pragurilor, poziției și vitezei de deplasare a bancurilor de aluviuni etc.

Observațiile pentru determinarea unor relații morfometrice se fac pe un sector mai întins decît acela pentru care se face proiectul și eventual pe alte rîuri cu caracter similar.

Încercările pe modele hidraulice, pentru verificarea proiectelor de regularizare, se execută frecvent pe modele distorsionate, scara lungimilor fiind mai mică decît cea a

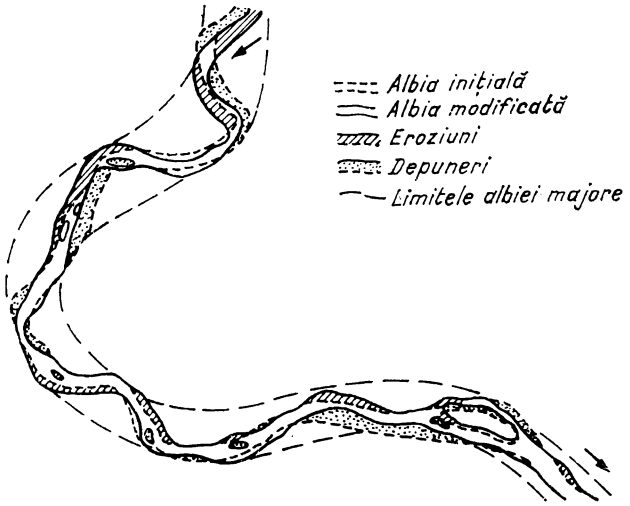



Fig. XV.20. Reprezentare sinoptică a caracteristicilor unei albii.

adîncimilor. Acest procedeu, justificat inițial numai prin necesitatea asigurării pe model a unui regim turbulent și a unor pierderi egale cu cele din natură, a căpătat recent o justificare, pe baza analizei morfometrice potrivit căreia raportul între lățimea și adîncimea albiei se schimbă cînd se modifică debitul. Pentru studiul anumitor uvraje (baraje, deversoare etc.) se fac încercări pe mai multe modele, la scări diferite, unele distorsionate și altele nu. Materialul din albie se reproduce pe model, de multe ori cu materiale mai ușoare decît nisipul (cărbune, rășini, materiale plastice, bitum). Aceasta permite reducerea scării timpului și dă posibilitatea reproducerii unor fenomene care au în natură o durată îndelungată. În ultimul timp s-a dovedit că este posibil să se reproducă unele procese de albie pe modele aerodinamice, de dimensiuni mai mici decît cele hidraulice, ceea ce permite scurtarea duratei studiilor preliminare.

Pentru a avea siguranță că în încercările pe model se reproduc fenomenele din natură se realizează inițial condițiile fără lucrările proiectate, comparîndu-se nivelurile, repartiția vitezelor și pantele. O a doua fază a tarării modelelor o constituie reproducerea mai multor hidrografe și comparația deformațiilor albiei pe model cu cea din natură. Numai dacă aceste încercări preliminare dau rezultate satisfăcătoare, se poate considera că modelul va reproduce și tendințele după amplasarea lucrărilor de regularizare.

Se subliniază în concluzie că, datorită complexităţii fenomenelor, atît încercările pe model, cît şi calculele hidraulice dau, în general, rezultate orientative care trebuie comparate între ele şi analizate cu discernămînt, pe baza experienţei lucrărilor similare şi observatiei atente a cursului de apă, în natură.

# 4. MATERIALE ŞI ELEMENTE DE CONSTRUCŢIE

## 4.1. MATERIALE

Lucrările de regularizare a albiei rîurilor necesită, în general, volume mari de materiale. Din această cauză, în scopul reducerii costului lucrărilor, trebuie să se urmărească folosirea în special a materialelor locale, care nu necesită transport la distanţe mari.

În lucrările de regularizare a albiei rîurilor se folosesc: pămîntul, piatra, lemnul, materialele artificiale (betonul, betonul armat, materiale bituminoase, materiale plastice etc.), metalul.

Materialele folosite trebuie să reziste la solicitările specifice lucrărilor hidrotehnice: acţiunea de eroziune şi de dizolvare a apei, presiunile statice şi dinamice ale apei şi gheţii, variaţiile de temperatură, succesiunile de îngheţ-dezgheţ, variaţiile de umiditate etc.

4.1.1. **Pămîntul.** Pămîntul se foloseşte la umpluturi în vederea corectării malurilor şi depresiunilor, ca teren vegetal aşternut pe taluzuri în vederea înierbării acestora, sau ca material de bază la execuţia corpului diferitelor lucrări de regularizare (diguri etc.) sub formă de: nisip, argilă, argilă nisipoasă, nisip argilos. Pămîntul trebuie să îndeplinească unele condiţii de calitate, între altele: să aibă o greutate specifică mare şi să nu conţină materii organice şi săruri solubile în apă (maximum 5%), care prin descompunere şi dizolvare pot produce tasări şi deformări lucrărilor. Trebuie evitate pămînturile mîloase pămînturile turboase, nisipurile fine etc.

Argila se utilizează la căptuşirea canalelor, ca ecran sau sîmbure de argilă la diguri etc. Trebuie însă avut în vedere că argilele pure se umflă la umezeală şi crapă la uscăciune; argilele nisipoase (50 — 60% nisip) se comportă bine atît la umezeală cît şi la uscăciune.

4.1.2. **Piatra.** Piatra este unul dintre materialele care se întrebuinţează cel mai frecvent în alcătuirea diferitelor lucrări de regularizări de albii: la îmbrăcăminţi şi consolidări de maluri, ca straturi de egalizare şi filtre, ca piatră pentru încărcarea elementelor executate din material lemnos, la masive de anrocamente, la zidării etc.

Piatra naturală bună pentru construcţie poate proveni din diferite roci sedimentare, metamorfice sau eruptive; nu se recomandă utilizarea calcarelor poroase, a gresiilor slabe, a marnelor etc. care sînt gelive.

Piatra se utilizează sub diferite forme: piatra de rîu (pietriş) cu dimensiunile 20 — 70 mm, bolovani de rîu cu dimensiuni > 70 mm). piatră brută, aşa cum rezultă din carieră (blocuri naturale, anrocamente), piatră spartă, piatră cioplită (moloane, calupuri, piatră de talie) etc.

Calităţile şi dimensiunile necesare ale pietrei depind de rolul pe care îl îndeplineşte în lucrare, de caracteristicile hidrologice ale rîului, de mijloacele de execuţie a lucrărilor etc. Astfel, piatra care se utilizează deasupra etiajului, trebuie să fie compactă, dură, negelivă şi să aibă o greutate specifică aparentă mai mare de 2 tf/m$^3$. Piatra care se aşază sub nivelul de etiaj nu trebuie să se înmoaie sau să fie atacată de agenţii agresivi din apă.

Greutatea pietrei, atunci cînd aceasta este în curentul de apă, se stabileşte în funcţie de viteza apei, de existenţa gheţurilor etc. astfel ca să nu fie antrenată. De exemplu, la viteza de curgere de 1,50 m/s greutatea pietrei în anrocamente trebuie să fie mai mare de 5 kg/buc., iar la 5 m/s — mai mare de 30 kg/buc.

Este indicat ca pentru anrocamente să se prefere piatra brută, în locul bolovanilor de rîu, care au o stabilitate mai redusă, datorită faptului că au muchiile rotunjite.

4.1.3. **Lemnul.** Materialul lemnos se utilizează sub formă de : lemn rotund (ţăruşi, pari, piloţi etc.), semirotund (longrine, moaze), cioplitură, cherestea (scînduri, dulapi); mai frecvent însă, se utilizează produsele secundare lemnoase (crengi, nuiele etc.). În unele cazuri se utilizează şi arbori întregi (brazi, salcie), la apărarea malurilor.

Speciile de arbori, frecvent folosite, sînt răşinoasele (molid, brad, pin) sau foioasele (stejar, salcîm, ulm). Pentru nuiele, speciile cele mai indicate sînt salcia, răchita roşie şi mlajele care prind rădăcini uşor. Se pot utiliza pentru nuiele şi unele specii de foioase ca de exemplu plopul, aninul, alunul, mesteacănul etc. însă acestea sînt, calitativ, inferioare.

Nuielele care se întrebuinţează la confecţionarea fascinelor, a împletiturilor de garduri, a cleionajelor etc., trebuie să fie fără multe ramuri, rezistente, drepte şi flexibile. Lungimea minimă a nuielelor trebuie să fie de 2 m, putînd ajunge la 5—6 m, iar diametrul la capătul gros de 1—4 cm.

Cînd nuielele se utilizează pentru lucrări care nu sînt permanent inundate şi trebuie să lăstărească, se recoltează toamna sau iarna. Nuielele astfel recoltate sînt mai rezistente decît cele recoltate primăvara sau vara deoarece au sevă mai puţină (seva favorizează putrezirea nuielelor). De asemenea este bine ca frunzele să fie îndepărtate deoarece putrezesc repede şi favorizează şi putrezirea nuielelor.

La lucrările de regularizări de albie, cu caracter provizoriu sau la lucrări care stau în permanenţă sub nivelul apei, recoltarea nuielelor se poate face şi primăvara sau vara. De asemenea, în aceste cazuri, nu se îndepărtează frunzele.

Nuielele şi crengile care se recoltează din lăstărişuri, zăvoaie sau păduri se păstrează în stive, în locuri ferite de soare şi se acoperă cu frunze şi crengi, pentru a nu se usca.

Deoarece lemnului i se dă în prezent o utilizare mai bună în industrie, acesta se utilizează pe scară din ce în ce mai mică la lucrările de regularizări de albii.

4.1.4. **Materiale artificiale.**. 4.1.4.1. *Betonul şi betonul armat.* Se folosesc ca elemente turnate monolit sau ca elemente prefabricate (plăci, blocuri, piloţi, elemente de căsoaie, tetraedre etc.). Aceste materiale capătă o utlizare din ce în ce mai mare, deoarece permit o mecanizare mai accentuată a lucrărilor de regularizare de albii. Din elemente de beton sau beton armat se construiesc ziduri de sprijin, diguri, pereuri, cheuri pinteni etc. Calităţile pe care trebuie să le aibă betonul şi betonul armat pentru a avea o durabilitate mare sînt : compactitate mare (greutatea specifică 2 200 — 2 300 kgf/m$^3$), rezistenţă la acţiunea agenţilor agresivi, rezistenţă la gelivitate, rezistenţă mecanică mare, permeabilitate redusă (STAS 790—61; STAS 1667—62 şi STAS 1030—55).

4.1.4.2. *Materiale bituminoase.* Materialele bituminoase sînt utilizate frecvent în străinătate, la protejarea canalelor, digurilor etc. şi se utilizează încă în proporţii mici la noi.

Bitumul are următoarele avantaje :

— poate fi utilizat ca membrană de acoperire sau ca liant între agregate deoarece prin încălzire, fluidificare cu ajutorul unui solvent sau prin emulsionare în apă, poate fi întins în straturi subţiri;

— are aderenţă mare faţă de agregate, chiar atunci cînd acţionează apa şi este insolubil în apă;

— are rezistență mare față de agenții agresivi;
— rezistă bine la îngheț;
— nu este nociv putînd fi utilizat la lucrări de alimentări cu apă potabilă și irigații.

Bitumul se utilizează, în special, sub formă de masticuri pentru straturi penetrante și închideri de rosturi la pereuri și sub formă de îmbrăcăminți de bitum și beton bituminos, la canale.

Masticurile sînt formate din amestecuri de bitum topit și diverse filere, folosindu-se bitumul industrial neparafinos și filere din var stins, calcar etc.

Betonul asfaltic are în compoziția sa bitum neparafinos pentru drumuri, nisip și criblură.

Comportarea materialelor bituminoase la lucrările de regularizări de rîuri depinde în mare măsură de dozajul care se adoptă astfel ca materialele să reziste la variațiile de temperatură și la solicitările apei și eventual a plutitorilor.

4.1.4.3. *Materiale plastice.* Calitățile acestor materiale sînt: impermeabilitatea, rezistența mare la întindere, la variații de temperatură și la coroziunea chimică, precum și aderarea la majoritatea materialelor de construcție.

Dintre materialele plastice utillzate în special la lucrările de apărări de maluri se citează:

— acetatul de polivinil, rășinile furanice, latexurile sintetice și rășinile poliesterice care se utilizează ca adaosuri la mortare și betoane cu ciment preparate cu lianți minerali și la protecția superficială a betoanelor hidrotehnice;

— policlorura de vinil și polietilena se poate folosi la etanșarea rosturilor la construcțiile de regularizări de albii;

— rășinile epoxidice și rășinile poliesterice se pot utiliza la prepararea betoanelor fără lianți minerali.

## 4.2. ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE

Lucrările de regularizări de albii sînt alcătuite din elemente de construcție între care, cele mai caracteristice sînt: snopii de nuiele, fascinele, pachetajele, sulurile de nuiele, saltelele de fascine, gardurile de nuiele, panourile, gabioanele, căsoaiele, carcasele, tetraedri, blocurile, saltelele de beton, tetrapozii.

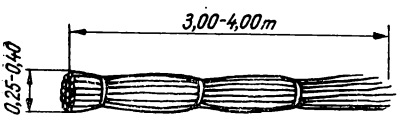



Fig. XV.21. Snop de nuiele.

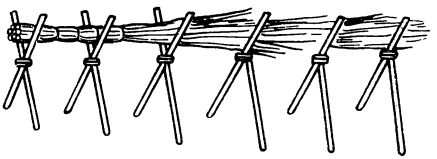


Fig. XV.22. Confecționarea fascinelor.

4.2.1. **Snopi de nuiele.** Snopii sînt alcătuiți din mănunchiuri de nuiele, așezate cu cotoarele la un singur capăt și legate în 2 — 3 locuri cu sîrmă neagră sau galvanizată, cu nuiele subțiri elastice sau cu sfoară smolită. Lungimea snopului de nuiele depinde de lungimea acestora (3 — 4 m), iar diametrul poate avea 0,25 — 0,40 m. Snopii de nuiele (fig. XV.21) se confecționează în pădure, nuielele putînd fi astfel mai ușor transportate

şi manipulate. După ce au fost transportaţi la şantier snopii se pot desface, din nuiele confecţionîndu-se apoi fascine. Uneori însă snopii se utilizează direct în lucrări de pachetaje (la diguri, pinteni etc.), paturi etc.

4.2.2. **Fascine.** Fascinele sînt alcătuite din nuiele sub formă de mănunchiuri cu secţiunea circulară, legate cu sîrmă neagră. Pot avea diametrul de 15, 20 sau 30 cm şi lungimea de 4 — 12 m şi uneori mai mult.

Confecţionarea fascinelor se face pe capre alcătuite din pari de lemn (fig. XV.22). Strîngerea fascinelor, în vederea legării cu sîrmă, se face cu ajutorul a două manele de 30 — 40 cm lungime, legate cu un lanţ.

Fascinele se utilizează la confecţionarea saltelelor şi la alte elemente de construcţie şi lucrări de regularizări de albii.

4.2.3. **Pachetaje de fascine (nuiele).** Cînd este necesar ca unele construcţii de regularizări de albii (diguri, pinteni) să fie uşoare şi să dea încărcări reduse pe fundul albiei, la viteze mici ale apei, se utilizează stive alcătuite din straturi orizontale de fascine sau snopi de nuiele, fixate cu fascine aşezate transversal şi cu ţăruşi şi încărcate cu piatră, care se numesc pachetaje de fascine (fig. XV. 23). Pachetajele se pot realiza şi din nuiele aşezate în stive, fixate cu ţăruşi şi care cu timpul lăstăresc.

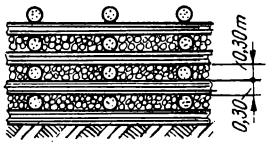



Fig. XV. 23. Pachetaj de fascine.

Fig. XV.24. Secţiune printr-un sul de nuiele (cu umplutură de piatră).

4.2.4. **Suluri de nuiele (fascine lestate, fascine grele, cilindri de nuiele).** Sulurile de nuiele au forma cilindrică, cu diametrul de 0,60 — 1,00 m fiind alcătuite dintr-un înveliş de nuiele şi o umplutură de piatră brută sau bolovani de rîu (fig. XV.24). Cînd se utilizează pentru închideri de albii sau pentru diguri submersibile sulurile de fascine au lungimea de 4,00 pînă la 10,00 m. La apărări de mal sulurile pot avea lungimi mult mai mari egale uneori, cu lungimea de mal ce trebuie apărată.

Sulurile de nuiele se confecţionează pe capre joase în imediata apropiere de locul de punere în operă deoarece sînt greu de transportat. Confecţionarea lor se începe cu aşezarea unui strat de nuiele la fundul caprei, apoi se aşază nuielele lateral, se pune miezul de piatră, se aşază pe urmă stratul de nuiele de acoperire, se strînge cu manelele şi se leagă apoi cu sîrmă de 4,20 mm la intervale de 50 — 70 cm.

O componenţă asemănătoare au şi rulourile de piatră sau melcii care diferă însă prin modul de confecţionare. Se aşază un strat de nuiele şi peste acesta un strat de paie, se aşterne apoi un strat de piatră sau brazde de iarbă. Apoi se ridică un capăt şi se răsuceşte în formă de rulou şi se leagă cu sîrmă neagră la 0,60 — 0,70 m interval (fig. XV.25). Cînd diametrul rulourilor ajunge la 1,50 — 1,70 m se numesc carabure.

4.2.5. **Saltele de fascine.** Se utilizează ca fundaţie la majoritatea construcţiilor pentru regularizări de rîuri care se execută pe funduri de albii afuiabile, pe care există un debit de apă permanent.

Saltelele sînt alcătuite din straturi suprapuse de fascine, care formează un grătar inferior care se fixează pe fundul albiei, un grătar superior în care se așază materialul de lestare și o umplutură de rezistență la mijloc.

De obicei saltelele au grosimi de 1,00,0,75, 0,65 și 0,45 m. Lățimea saltelelor de fascine este de la cîțiva metri la circa 30 m (cînd confecționarea devine dificilă). Lungimea saltelelor de fascine este de 10 — 20 m, ajungînd la Dunăre la 50 — 60 m.

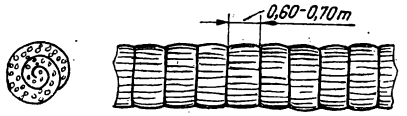



Fig. XV.25. Rulou de piatră (melc).

Salteaua de 1,00 m grosime care, de obicei, se utilizează pe Dunărea românească și pe rîurile mai mari din țara noastră este alcătuită din șase straturi de fascine (fig. XV.26). Primele două straturi, de la bază, așezate rectangular, fiecare avînd distanța

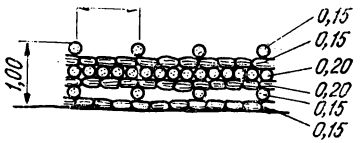



Fig. XV.26. Saltea de fascine (tip Dunăre).

între fascine de 1 m, alătuiesc grătarul inferior. Deasupra grătarului inferior se execută două straturi de fascine așezate rectangular și avînd fascinele strînse una de alta; acestea alcătuiesc miezul de rezistență. Urmează grătarul superior care este alcătuit tot din două straturi de fascine ca și grătarul inferior. Cele două straturi care alcătuiesc grătarele se leagă la noduri cu sîrmă în cruce; de asemenea se leagă între ele cu sîrmă fascinele care alcătuiesc miezul de rezistență al saltelei. Grătarele (inferior și superior) se leagă și între ele (trecîndu-se sîrma prin miezul saltelei), cu sîrmă, la punctele de încrucișare a fascinelor.

Saltelele se execută pe taluzul malurilor sau pe planuri înclinate fixe sau mobile. Planurile fixe se execută pe mal iar cele mobile pe un număr mare de bile, pe butoaie sau pe bacuri.

După confecționare, salteaua de fascine se lansează în apă prin alunecare, se transportă prin plutire la locul de pus în operă și se scufundă prin lestare cu piatră. Pe Dunăre, cînd salteaua și distanța la amplasament sînt mari, se folosesc remorcherele în vederea aducerii acesteia la locul de scufundare.

Saltelele de fascine se utilizează la realizarea corpului lucrărilor de regularizare pinteni, diguri etc.), ca fundație la apărări de maluri și la alte lucrări pentru a limita afuierile și la baza lucrărilor pentru repartizarea presiunilor pe fund și pentru a împiedica înfundarea anrocamentelor în terenuri vazoase.

4.2.6. **Garduri de nuiele.** Gardurile de nuiele sînt elemente de construcţie care se folosesc la realizarea corpului lucrărilor de regularizare ce se execută pe rîuri cu viteze mici şi cu transport mare de aluviuni, la viituri. Sînt alcătuite dintr-un şir de pari cu diametrul de 6 — 8 cm şi de 0,80 — 1,50 m lungime, care se bat în pămînt la distanţa de 0,40 — 0,50 m. În jurul parilor se face o împletitură din nuiele de salcie capabile să lăstărească (fig. XV.27).

Uneori se utilizează garduri cu contrafişă avînd o stabilitate superioară (fig. XV.28).

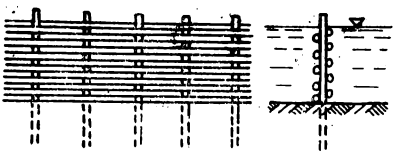


Fig.XV. 27. Gard de nuiele.

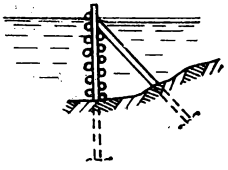


Fig. XV.28. Gard de nuiele cu contrafişă.

4.2.7. **Panouri şi perdele.** Sînt elemente de construcţie folosite pentru dirijarea curentului de apă şi pentru favorizarea depunerilor de aluviuni în anumite zone ale albiei; sînt alcătuite din nuiele, fascine, şipci sau scînduri.

De exemplu, panourile din împletitură de nuiele pot avea 4 — 6 m lungime şi 0,50 — 1,50 m înălţime şi se rigidizează cu cîte o bilă longitudinală la partea superioară şi la partea inferioară.

4.2.8. **Gabioane.** Gabioanele sînt cutii paralelipipedice sau cilindrice cu pereţi din plase metalice (cu ochiuri de 4 — 8 cm), umplute cu piatră. Se folosesc de obicei trei tipuri: gabioane-cutii, gabioane-saltele şi gabioane cilindrice.

Gabioanele-cutii au înălţimea de 1,00 m, lăţimea de 1,00 — 1,50 m şi lungimea de 3,00 — 5,00m (fig. XV.29).

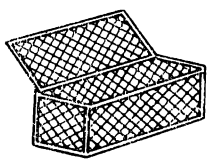


Fig. XV. 29- Gabion-cutie.

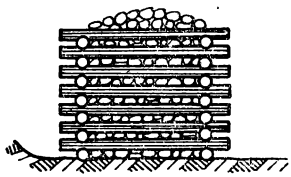


Fig. XV.30. Căsoaie de lemn.

Gabioanele-saltelele au dimensiunile în plan de 2,00 × 3,00 sau 3,00 × 4,00 m, iar înălţimea de 0,40 — 0,50 m.

Cele cilindrice au diametrul maxim de 1,00 m şi lungimea de 4,00 — 10,00 m.

Pentru scheletul de rezistenţă al gabioanelor se foloseşte oţel-beton ∅ 10 — 18 mm sau bare de oţel zincat, iar pentru plasa de sîrmă se foloseşte sîrmă zincată de 3 — 4 mm.

Gabioanele se utilizează pe sectoarele de rîu unde materialul în albie este prea mic pentru folosire directă, iar aducerea materialului mai mare ar avea un cost prea ridicat,

4.2.9. **Căsoaie.** Sînt confecționate din lemn, din beton și mai rar din elemente metalice (șine). Ele au forma unor cutii (lăzi) umplute cu piatră și se utilizează la apărarea malurilor rîurilor cu viteze mari, (care transportă plutitori și aluviuni importante).

Căsoaiele de lemn se execută din bile care se solidarizează cu buloane, scoabe de oțel sau cuie de lemn (fig. XV.30).

Lățimea lăzilor (căsoaielor) este 1,50 — 2,50 m, iar distanța între pereții transversali de 3,00 — 4,00 m. Uneori căsoaiele sînt alcătuite dintr-un singur perete din bile spre rîu, legat de mal prin bile transversale, iar alteori au cîte două rînduri de lăzi în secțiune transversală.

Mai rar, se utilizează căsoaie din grinzi prefabricate de beton armat prevăzute cu praguri pentru îmbinare.

4.2.10. **Carcase (tetraedre, capre).** Acestea se folosesc în cazul în care este necesară o urgentă apărare sau consolidare a unui mal și cînd nu se poate recurge la piloți.

Carcasele sînt alcătuite dintr-un schelet de bare de lemn, beton armat sau oțel de diferite forme geometrice. Mai des se folosesc carcase în formă de piramidă cu trei sau patru picioare (fig. XV.31). Spre bază, picioarele se leagă între ele și se realizează uneori o platformă, sub formă de grătar, pe care se așază o încărcătură de lestare cu piatră și nuiele.

Lucrările de apărare se pot realiza cu unul sau cu mai multe rînduri de carcase.

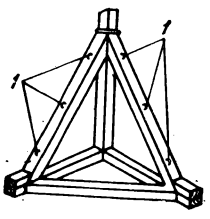



Fig. XV.31. Tetraedru de lemn :
*1* — urechi pentru legare cu sîrmă.

4.2.11. **Saltele de beton.** Acestea sînt alcătuite din plăci de beton sau de beton armat articulate între ele pentru a fi flexibile. Plăcile pot avea forme diferite (dreptunghiulară, patrată, trapezoidală, octogonală, în coadă de rîndunică etc.), dimensiuni diferite (0,50 × 0,50 m, 1,00 × 1,00m, 1,20 × 1,20 m etc.), și grosimi de 15 — 60 cm. Dimensiunile plăcilor sînt limitate de posibilitățile de manipulare și de faptul că plăcile prea mari micșorează flexibilitatea saltelelor.

Dacă plăcile de beton sau de beton armat se utilizează la protejarea taluzurilor pot avea și dimensiuni mai mari (3,00 × 2,00 m, 4,00 × 5,00 m).

4.2.12. **Blocuri de beton.** Blocurile de beton sînt elemente de construcție care se folosesc frecvent în ultimul timp la lucrările de regularizări de albii.

Blocurile, de formă cubică sau paralelipipedică, au obișnuit pînă la maximum 4 — 5 t și se prefabrică sau se toarnă pe loc.

# 5. LUCRĂRI ÎN ALBIE

## 5.1. LUCRĂRI ÎN ALBIE DE TIP UȘOR (TEMPORARE)

Aceste lucrări se folosesc în special pe cursul mijlociu și inferior al rîurilor, cu scopul de a preveni sau de a opri, într-un timp scurt, eroziunile sau afuierile, sau se execută ca lucrări de preregularizare care ulterior se înlocuiesc cu altele, de tip greu. La executarea lor se utilizează, în general, materiale locale (nuiele, lemn, piatră).

Lucrările în albie, de tip uşor, se împart în : lucrări permeabile şi dispozitive pentru activarea circulaţiei transversale.

5.1.1. **Lucrări permeabile.** Se execută pe rîuri cu viteze mici ale apei şi care transportă cantităţi mari de aluviuni. Cu toate că sînt permeabile pentru apă, ele deviază parţial curentul şi îi reduc viteza favorizînd depunerea aluviunilor. Au dezavantajul că se transformă uneori în lucrări nepermeabile, prin reţinerea plutitorilor aduşi de viituri şi necesită o supraveghere continuă. Au însă avantajul că sînt ieftine, nu produc afuieri exagerate la capul lucrărilor transversale (pinteni etc.) şi permit trecerea şi depunerea aluviunilor în spatele lor.

Cele mai utilizate lucrări permeabile sînt :

5.1.1.1. *Arborii înecaţi.* Se utilizează pe sectoare de rîu cu viteze pînă la 1,50 m/s, cu scopul de a opri erodarea malurilor şi pentru a favoriza colmatarea braţelor secundare.

Arborii care trebuie să aibă o coroană dezvoltată (conifere, foioase), se scufundă cu ajutorul unor greutăţi (lăzi umplute cu piatră), sau se fixează cu piloţi, cînd apa are adîncime mică, sub formă de perdea în lungul malului (fig. XV.32. *a*), sau de diguri longitudinale (fig. XV.32, *b*).

Fig. XV.32. Arbori înecaţi :
*a* – perdea în lungul malului; *b* – cu rol de dig longitudinal

5.1.1.2. *Panouri oscilante sau fixe.* Panourile menţionate mai înainte sînt articulate la partea inferioară (fig. XV.33) sau la partea superioară de un sistem fix de susţinere, putînd lua înclinări diferite în funcţie de viteza curentului de apă. Aşezate în anumite zone ale albiei, pot produce devierea parţială a curentului de apă şi depuneri de aluviuni.

Perdelele Wolf, folosite întîi pe rîul Isar, constau din panouri de fascine articulate de o bară orizontală fixată la partea superioară a unor piloţi (fig. XV.34) sau a unui cadru de lemn.

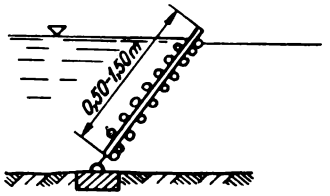



Fig. XV.33. Panou oscilant articulat la partea inferioară.

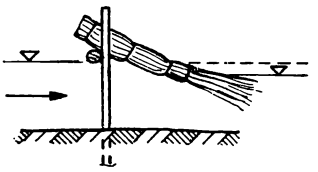


Fig. XV.34. Perdele Wolf.

Se utilizează şi perdele fixe (prinse şi la partea inferioară) care opun o rezistenţă mai importantă curentului (fig. XV.35).

5.1.1.3. *Lucrări din gardaŭi.* Gardurile simple (arătate mai înainte) se utilizează rar şi numai pe rîuri mici. Mai des se utilizează gardurile duble cărora, uneori, li se adaugă şi panouri de fascine, prinse la partea inferioară (ca în fig. XV.35).

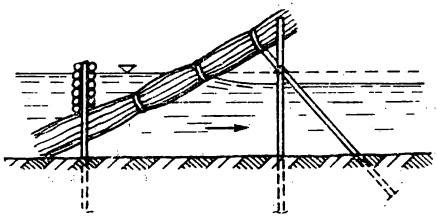


Fig. XV.35. Perdele fixate la partea inferioară.

Cu garduri duble se pot executa traverse de colmatare pe braţe secundare, pinteni etc.

5.1.1.4. *Lucrări din şiruri de piloţi.* Se execută din două sau mai multe şiruri de piloţi, în funcţie de condiţiile locale, cu scopul de a se apăra malurile (apărări de mal, diguri longitudinale) sau pentru mărirea adîncimilor de navigaţie (pinteni etc.).

5.1.1.5. *Lucrări din carcase.* Se alcătuiesc din elementele descrise mai înainte şi pot avea funcţiile arătate la lucrările alcătuite din şiruri de piloţi.

5.1.2. **Dispozitive pentru activarea circulaţiei transversale (v. fig. XV.33).** Sînt alcătuite din panouri mobile, plutitoare sau fixe, aşezate oblic pe curent. Pot fi aşezate la suprafaţa apei, pe fundul albiei sau concomitent la suprafaţă şi la fund.

Cu ajutorul acestor dispozitive, care activează circulaţia transversală a apei, se pot obţine următoarele efecte :

— se apără împotriva împotmolirii prizele de apă în curent liber, derivaţiile navigabile etc., prin crearea unei circulaţii transversale locale cu curenţi de fund, (încărcaţi cu aluviuni tîrîte), dirijaţi spre axa albiei şi curenţi de suprafaţă, spre ramificaţie ;

— îmbunătăţirea condiţiilor de navigaţie în zona bancurilor, mărind adîncimile şenalului, prin crearea unei circulaţii transversale duble cu curenţi de fund divergenţi, care spală partea centrală a albiei (cu grija de a se lăsa liber şenalul navigabil) ;

— apărarea împotriva erodării a malurilor, prin dirijarea curenţilor de fund spre mal. Pe cursurile inferioare a rîurilor, cu malurile alcătuite din material fin, acest efect de protecţie este în general insuficient.

Elementele constructive pentru aceste dispozitive au fost stabilite de M.V. Potapov pe baza cercetărilor de laborator şi de teren.

Pentru exemplificare, în fig. XV.36 se dă schema unui dispozitiv Potapov, simplu, pentru crearea unei circulaţii transversale. Acest dispozitiv este alcătuit din patru panouri de suprafaţă (fig. XV.36, *a*), orientate sub un anumit unghi faţă de direcţia curentului, care dirijează firele de curent de suprafaţă, spre malul drept (fig. XV. 36, *b*) al albiei. Dispozitivul are şi panouri de fund, care dirijează firele de curent de fund, spre malul stîng (fig. XV. 36, *c*). Se produce un curent helicoidal care are tendinţa să erodeze fundul spre malul drept şi să colmateze spre cel stîng (fig. XV. 36, *d*).

Efect similar, mai slab, se obține și numai cu panourile de suprafață sau acele de fund.

Există și multe alte sisteme de panouri, fixe și plutitoare, unele mai complicate, prin care se produc în diferite locuri și cu diferite orientări, curenți transversali, după necesitățile locale de regularizare.

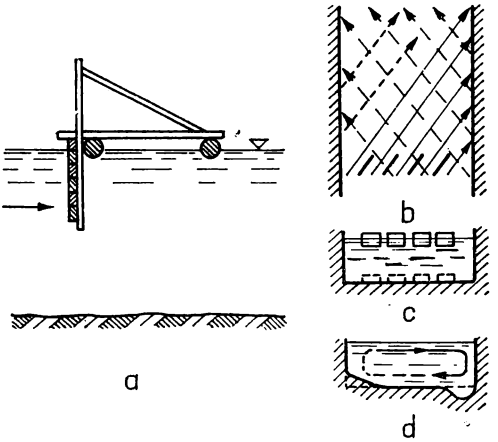



Fig. XV.36. Dispozitiv Potapov:
*a* – secțiune verticală; *b* – așezarea în plan; *c* – secțiune transversală în albie; *d* – efectul asupra fundului.

## 5.2. CONSTRUCȚII MASIVE ÎN ALBIE (DEFINITIVE)

Construcțiile masive din albia rîurilor, trebuie să fie rezistente și să aibă o durată mare de acțiune. La aceste construcții se utilizează, în special piatra, betonul, saltele de fascine și pămîntul.

Cele mai importante construcții masive de regularizare sînt: pintenii (epiurile), digurile longitudinale insubmersibile sau submersibile, închiderile de albie, traversele de colmatare, pragurile de fund etc.

În alcătuirea acestor lucrări intră unul din materialele amintite mai înainte, sau, de cele mai multe ori, două, trei sau chiar mai multe materiale. De obicei, în denumirea construcției se dă materialul predominant (dig de piatră, dig de pămînt etc.).

Cu toată masivitatea, aceste construcții trebuie să fie elastice spre a putea urmări afuierile și tasările care se produc în albie și pentru a nu necesita fundații de adîncime care ar mări foarte mult costul lor.

5.2.1. **Pinteni (epiuri).** Sînt lucrări așezate transversal, avînd un capăt încastrat în mal, iar celălalt capăt — în albie. Pintenii (fig. XV.37) pot fi așezați normal pe axul albiei (fig. XV.37, *a*) înclinați, orientați spre amonte (fig. XV. 37, *b*) și declinați, orientați spre aval (fig. XV. 37, *c*). În cazul în care pintenii sînt înclinați spațiile dintre aceștia se colmatează mai repede și mai mult ca aluviuni, iar curentul apei este dirijat spre axul

albiei, prin deversarea normală pe axul pintenilor (fig. XV.38), malurile şi rădăcina pintenilor fiind protejate împotriva eroziunilor. La capul pintenilor se produc însă vîrtejuri şi afuieri mai mari decît în cazul pintenilor orientaţi normal sau declinaţi. Se utilizează şi pinteni cu cîrlig (fig. XV. 39, *a*) sau cu traversă (fig. XV. 39, *b*).

Un pinten are trei părţi principale (v. fig. XV, 40):

— capul, partea dinspre apă *1* (fig. XV.40);

— rădăcina, prin care se face legătura cu malul *2* (fig. XV. 40);

— corpul dintre rădăcină şi cap *3* (fig. XV. 40).

Capul pintenului este partea mai solicitată; se execută mai puternic, aşezîndu-se adesea, cînd fundul albiei este afuiabil, pe o saltea de fascine *4* (fig. XV. 40). Corpul pin-

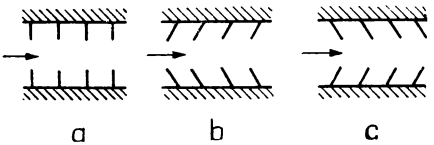



Fig. XV.37. Schema unor pinteni:
*a* — normali pe mal; *b* — inclinaţii spre amonte; *c* — înclinaţi spre aval.

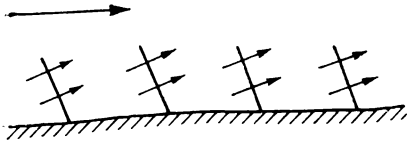


Fig. XV.38. Deversarea pintenilor înclinaţi spre amonte.

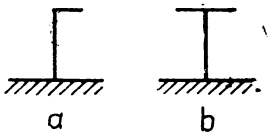



Fig. XV.39. Schema pintenilor cu cîrlig *a* şi cu traversă *b*.

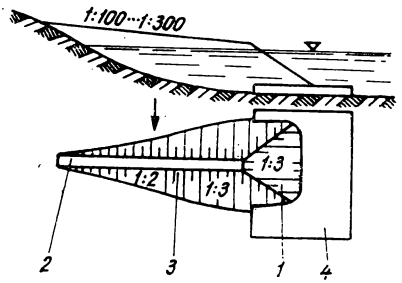



Fig. XV.40. Părţile componente ale unui pinten:
*1* — capul; *2* — rădăcina; *3* — corpul; *4* — saltea de fascine sub cap.

tenului are în secțiune transversală o formă trapezoidală cu taluzuri laterale (taluzul, de presiune spre amonte și taluzul deversor spre aval). Coronamentul (creasta) are o înclinare de la rădăcină spre cap de 1 :100... 1 :300. În zona de încastrare panta poate crește la 1: 10...1 ;25. La epiuirile insubmersibile coronamentul se execută fără pantă. Rădăcina încastrează pintenul în mal, aceasta făcîndu-se într-o săpătură de 3 — 5 m. Adesea, în zona de încastrare, se execută și o apărare a malului, pe 10 — 20 m lungime.

Pintenii se pot realiza mai lungi sau mai scurți, modificînd în consecință, mai mult sau mai puțin, condițiile inițiale de curgere.

După S. T. Altunin, epiurile sînt lungi cînd $l \sin \alpha > 0{,}33\ B_{st}$ și scurți, cînd $l \sin \alpha < 0{,}33\ B_{st}$ unde : $l$ este lungimea pintenului, $\alpha$ este unghiul pe care-l face cu direcția de curgere a curentului, iar $B_{st}$ este lățimea albiei stabile (albia regularizată).

Cota pintenilor se stabilește în funcție de scopul urmărit.

Astfel, pintenii pot fi :

— insubmersibili, cu coronamentul la nivelul apelor maxime sau deasupra acestui nivel ;

— pinteni pentru regularizarea albiei principale, avînd cota coronamentului la nivelul apelor mijlocii ;

— pinteni avînd coronamentul la nivelul apelor mici, utilizați la sporirea adîncimilor pentru navigație sau la captări ;

— pinteni de fund, avînd coronamentul sub nivelul apelor mici.

La nivelurile menționate, sau puțin deasupra (30 — 50 cm) se așează capul pintenului, corpul pintenilor submersibili ridicîndu-se, spre mal, cu înclinările arătate mai înainte.

Pintenii insubremsibili produc un remuu în amonte, căderi locale ale nivelului în jurul capului și curenți circulari între ei. Pe sectoarele rîurilor cu patul afuiabil, fundul se adîncește. În plan, în aval de pinteni, secțiunea activă de scurgere se lărgește putînd fi delimitată de o linie care face un unghi $\Delta\alpha = 6...7{,}5°$, cu direcția de scurgere a curentului (fig. XV.41).

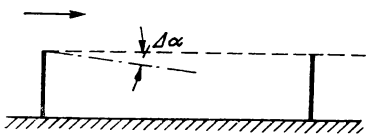



Fig. XV.41. Schema devierii curentului spre aval de un pinten.

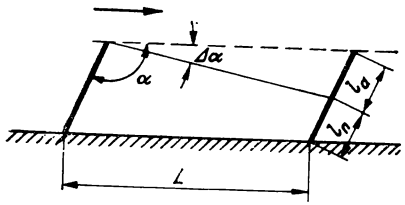



Fig. XV.42. Schema calculului distanței dintre pinteni.

Afuierile, de la capul pintenilor insubmersibili se pot aprecia cu formula :

$$H_{af} = K_\alpha\ K_m\ K_s\ H_0, \qquad \text{(XV.15)}$$

în care : $K_\alpha$ este coeficientul unghiului de înclinare a epiului față de direcția curentului ;

$K_m$ — coeficientul unghiului de înclinare a taluzului ;

$K_s$ — coeficientul gradului de strangulare a secţiunii de scurgere, care este raportul dintre debitul barat $Q_b$ (cota din debitul total corespunzătoare părţii barate din secţiune) şi debitul total $Q$;

$H_0$ — adîncimea medie, iniţială a curentului.

Pentru o albie în nisip, în tabelul XV.7 se dau unele valori ale coeficienţilor $K_\alpha$, $K_m$ respectiv $K_s$.

Pentru ca malul dintre doi pinteni să nu fie atacat de curent, este necesar ca linia determinată de unghiul $\Delta\alpha$ să întîlnească pintenul din aval la o distanţă $l_n$ (lungime neac-

*Tabelul XVI.7*

**Valorile coeficienţilor $K_\alpha$, $K_m$ şi $K_s$ pentru calculul afuierilor la pinteni**

| Unghiul de înclinare a pintenului | $K_\alpha$ | Cotangenta unghiului taluzului pintenului | $Km$ | Gradul de strangulare | $K$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 30° | 1,18 | 0,00 | 1,00 | 0,10 | 2,00 |
| 60° | 1,07 | 0,50 | 0,91 | 0,20 | 2,65 |
| 90° | 1,00 | 1,00 | 0,85 | 0,30 | 3,22 |
| 120° | 0,94 | 1,50 | 0,83 | 0,40 | 3,45 |
| 150° | 0,84 | 2,00 | 0,61 | 0,50 | 3,67 |
| — | — | 3,00 | 0,50 | 0,60 | 3,87 |
| — | — | — | — | 0,70 | 4,06 |
| — | — | — | — | 0,80 | 4,20 |

tivă) de rădăcină. De obicei $l_n = \frac{1}{3} \ldots \frac{1}{2}$ din lungimea pintenului, restul pintenului constituind lungimea activă $l_a$.

Distanţa dintre pinten (la capătul spre apă) se stabileşte cu relaţia (semnul minus în cazul pintenilor înclinaţi), (fig. XV. 42): $L = l_a \sin\alpha \operatorname{ctg} \Delta\alpha \pm l_a \cos\alpha$. (XV.16)

În practică, distanţa $L$ între pinteni se ia egală cu (1,00...1,50) $l$ în concavităţi, cu (1,50...2,00) $l$ în aliniamente şi cu (2,00...4,00) $l$ în convexităţi (în general, valori sub acelea rezultate din formula dată mai înainte).

Uneori distanţa dintre pinteni se stabileşte şi în funcţie de lăţimea albiei regularizate ($B_r$). Astfel, pe Volga, s-a folosit relaţia; $L = \frac{5}{7} B_r$, pentru zonele de aliniament.

Pintenii submersibili favorizează aluvionarea cîmpurilor dintre ei, aluvionarea accentuîndu-se odată cu creşterea înălţimii lamei deversante.

Pintenii au de regulă o secţiune transversală de formă trapezoidală. Pentru realizarea pintenilor se utilizează nuielele, fascinele, saltelele de fascine, piatra, betonul, pămîntul etc. de cele mai multe ori combinaţii din aceste materiale, în funcţie de condiţiile hidrologice, hidraulice, geotehnice etc ale sectorului de rîu.

Pe rîurile mici se execută şi pinteni de garduri de nuiele înglobate în anrocamente (fig. XV. 43), din garduri duble umplute cu piatră şi protejate la bază cu fascine, din căsoaie sau din anrocamente aşezate pe un pat de nuiele (fig. XV.44).

Dacă vitezele rîului sînt mari, iar fundul albiei este puţin afuiabil se pot utiliza pinteni din gabioane (fig. XV.45, *a*) care uneori pot avea miezul din pietriş (fig. XV. 45, *b*). Tot pe astfel de rîuri se pot utiliza şi pinteni alcătuiţi din suluri de fascine pînă la etiaj şi cu anrocamente sau miez de pietriş protejat cu piatră, mai în sus (fig. XV. 46).

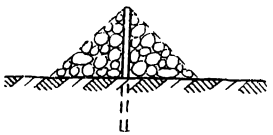


Fig. XV.43. Schema pintenului din gard de nuiele şi anrocamente.

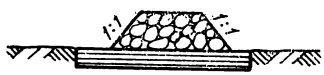



Fig. XV.44. Schema pintenului din anrocamente pe pat de nuiele.

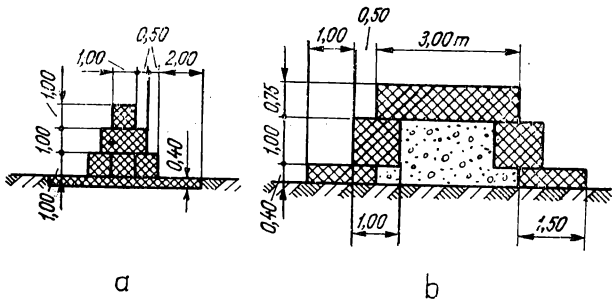



Fig. XV.45. Schema pintenilor din gabioane:
*a* – simplu; *b* – cu miez de pietriş.

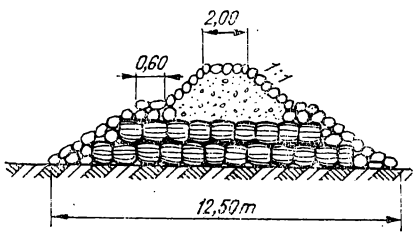



Fig. XV.46. Pinteni din suluri de fascine şi piatră.

Pe sectoare de rîuri cu fundul afuiabil se pot utiliza epiuri din saltele de fascine protejate cu anrocamente (fig. XV. 47) sau din pachetaj de nuiele, din fascine, din anrocamente pe saltele de fascine, cu sau fără o creastă din blocuri de beton etc.

În fig. XV. 48 se prezintă un pinten care are capul alcătuit din anrocamente de piatră brută, iar corpul din anrocamente de piatră brută și blocuri de beton. Capul și corpul

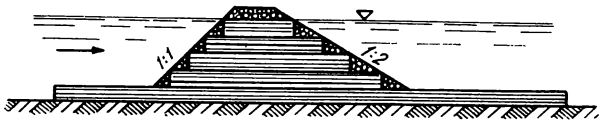



Fig. XV.47. Pinten din saltele de fascine protejate cu anrocamente.

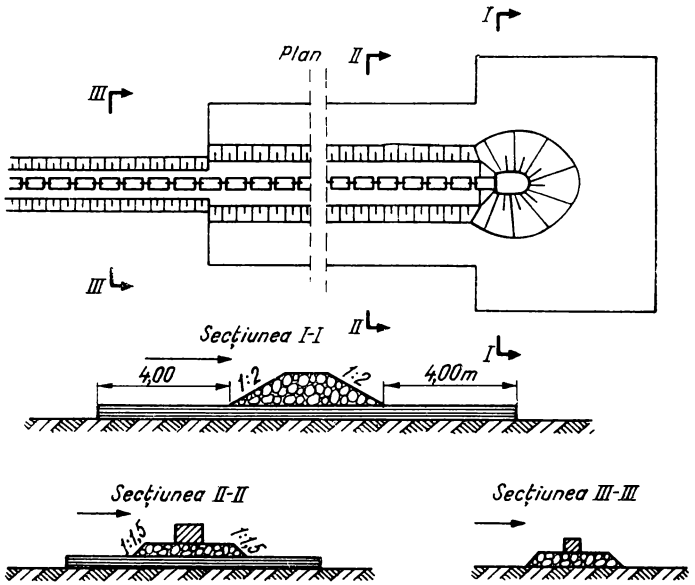



Fig. XV. 48. Schema pintenilor din mai multe materiale.

pintenului au la bază saltele de fascine. Pintenul este legat de malul înalt cu ajutorul unei traverse alcătuită din blocuri de beton așezate pe anrocamente de piatră brută.

5.2.2. **Diguri de dirijare submersibile.** Sînt lucrări longitudinale care se execută cu scopul de a reface malurile albiei minore pe un traseu nou cu lățime mai mică sau pentru refacerea malului ca urmare a unor eroziuni. Se construiesc, de regulă, în zonele de

concavitate a malului şi, în aliniamente, pe ambele maluri. Cota coronamentului lor se stabileşte astfel încît să poată fi deversată la viituri, în scopul colmatării zonei din spate. Pentru consolidare şi pentru favorizarea fenomenului de colmatare uneori digurile se leagă cu malul, cu ajutorul traverselor (fig. XV. 49, *a*). Uneori, pentru a înlesni pătrunderea aluviunilor spre mal, digurile se execută cu goluri (fig. XV. 49, *b*).

Ca alcătuire, secţiunea digurilor de dirijare submersibile se aseamănă cu pintenii, cu deosebirea că trebuie să aibă un taluz mai dulce şi mai rezistent spre apă, unde vitezele de scurgere sînt mari.

Digurile de dirijare se pot realiza din numeroase materiale ca, de exemplu, din anrocamente, din suluri de fascine protejate cu anrocamente sau dintr-un miez de balast protejat cu pereu de piatră brută (fig. XV.50) sau din blocuri de beton pe anrocamente.

Pe sectoarele cu fundul afuiabil li se aşează la bază o saltea de fascine împotriva afuierilor (fig. XV. 51),

În fig. XV. 52 se arată un dig de gabioane pe saltea de gabioane.

5.2.3. **Închideri de albie.** Închiderile de albie sînt lucrări transversale de natura digurilor, care se execută în albia principală cînd aceasta se deviază pe un traseu nou sau cînd se execută pe braţele secundare ale rîului în vederea dezvoltării braţului principal. Trebuie să aibă o secţiune puternică pentru a putea devia curentul.

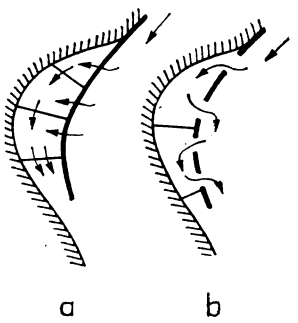



Fig. XV49 Schema digurilor de dirijare cu traverse :
*a* – dig continuu ; *b* – dig cu ferestre.

Digurile de închidere trebuie asigurate la piciorul aval împotriva afuierilor, pe rîurile care au patul afuiabil.

Materialele folosite sînt aceleaşi ca şi în cazul pintenilor şi digurilor longitudinale. În fig. XV.53 este prezentată o închidere de albie din anrocamente de piatră, un sul de

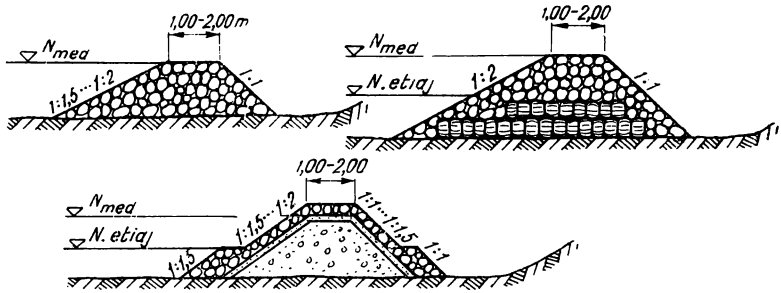



Fig. XV.50. Secţiuni de diguri din diferite materiale.

fascine şi saltelele de fascine. Mai întîi se execută salteaua de fascine, apoi se bat piloţii, iar deasupra lor se execută o podină (provizoriu) pe care se confecţionează sulul. Sulul se rostogoleşte în apă, o dată, pe toată lăţimea albiei. Între saltea şi sulul de fascine se

poate executa o umplutură de material local (balast), apoi se completează profilul cu anrocamente de piatră brută.

Pe rîuri cu fundul neafuiabil sau pe rîuri cu debite şi viteze mici se pot executa tipuri de închideri de albie fără saltele de fascine la bază.

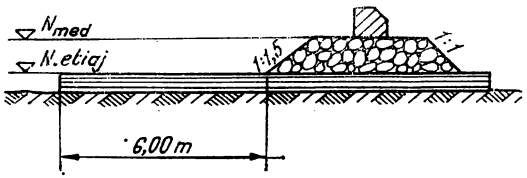



Fig. XV.51. Dig de anrocamente şi blocuri de beton, pe saltea de fascine.

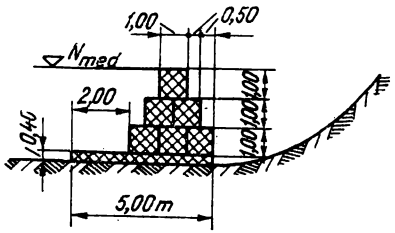



Fig. XV.52. Schema digului din gabioane.

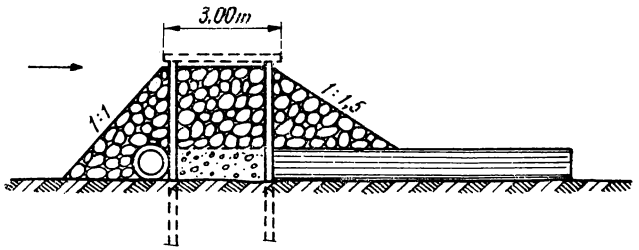



Fig. XV.53. Dig de închidere de albie.

Închiderile de albie se execută la cote joase pentru a fi deversate de apele de viitură, încărcate cu aluviuni, care se depun pe albia veche sau pe braţul care se închide.

5.2.4. **Traverse de colmatare.** Acestea se execută transversal pe braţele care urmează a fi închise pentru a favoriza colmatarea cu aluviuni a acestora şi pentru consolidarea

colmatărilor anterioare. Traversele se execută în aval de digul de închidere, la intervale astfel alese încît, remuul provocat de o traversă din aval, la debitele cele mai reduse, să acopere piciorul celei din amonte. De asemenea, traversele se execută uneori şi între digurile de dirijare submersibile şi mal precum şi în prelungirea pintenilor pînă la malul albiei majore pentru consolidarea fundului albiei majore.

Şi traversele se execută la o cotă joasă pentru a putea fi deversate de apele de viitură.

Traversele au secţiuni transversale alcătuite din aceleaşi materiale ca şi pintenii şi digurile de dirijare submersibile.

Pe sectoarele de rîuri de şes cu viteze ale apei sub 2 m/s şi cu transport important de aluviuni se pot executa traverse alcătuite din garduri duble sau garduri triple de nuiele cu spaţiile dintre ele umplute cu pietriş sau bolovani de rîu.

La viteze mai mari ale curentului de apă traversele pot fi alcătuite din suluri de nuiele, anrocamente sau din anrocamente de piatră şi blocuri de beton. Cînd există pericolul unor afuieri importante, care ar periclita stabilitatea lucrării, la baza traverselor se execută un pat de nuiele sau o saltea de fascine.

În fig. XV.54 se arată secţiunea transversală a unei traverse de colmatare din gard triplu de nuiele, cu intervalele umplute cu balast, cu feţele superioare şi cu partea aval protejate cu anrocamente. Contra afuierilor este prevăzută o saltea de fascine. Parii gardurilor înalte sînt legaţi între ei cu sîrmă.

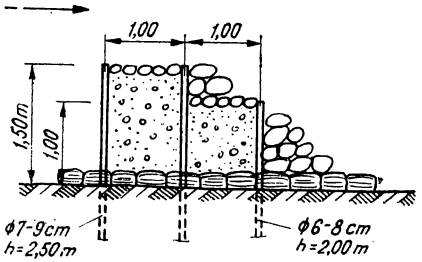



Fig. XV.54. Secţiune printr-o traversă de colmatare.

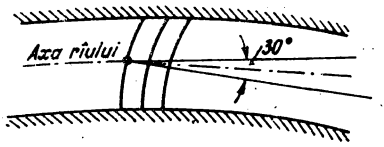



Fig. XV.55. Schema dirijării curentului spre malul convex, prin praguri de fund.

5.2.5. **Praguri de fund.** Acestea sînt lucrări de regularizare a albiei care se execută transversal, pe toată lăţimea albiei, sau uneori numai pe o anumită porţiune din lăţime în scopul menţinerii fundului la o cotă necesară, cînd există tendinţa de coborîri exagerate ale fundului. Pragurile împiedică modificarea pantei fundului şi vitezei apei şi indirect astfel protejează şi malurile.

În curbe, prin curbarea pragurilor şi orientarea lor (fig. XV.55) se caută să se dirijeze firele de curent, spre malul convex.

Distanţa între praguri se ia de 1,50 pînă la 2,00 ori lăţimea albiei.

Pragurile au o alcătuire asemănătoare dar în general mai simplă decît a pintenilor. Secţiunea lor diferă în funcţie de materialele disponibile, de caracteristicile rîului şi de posibilităţile de executare (executare la uscat sau executare sub nivelul apei).

În fig. XV. 56 se dă o secţiune de prag, realizată cu materiale locale.

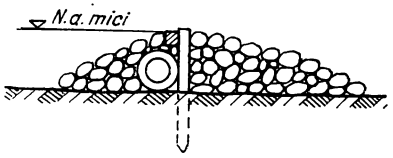



Fig. XV.56. Secţiuni printr-un prag de fund.

## 6. APĂRĂRI ŞI CONSOLIDĂRI DE MAL

### 6.1. PRINCIPII DE ALCĂTUIRE

Traseul unei albii regularizate se poate fixa cu ajutorul lucrărilor expuse mai înainte (pinteni, diguri de dirijare, traverse etc.). Cu aceste lucrări se realizează şi o apărare indirectă a malului. Dacă, pe anumite porţiuni, linia malului nou coincide cu linia malului existent, pentru stabilizarea acestor zone se recurge la lucrări denumite apărări de mal. Apărările de mal se utilizează şi în cazuri izolate cînd nu se realizează o regularizare a albiei pe o lungime mai mare ci se apără malul în dreptul unui anumit obiectiv. În toate cazurile, apărările de mal se execută cu scopul de a proteja malul împotriva fenomenelor de eroziune şi afuiere, provocate de curentul de apă, valuri gheţuri şi flotanţi.

Tipul de apărare de mal depinde de viteza curentului de apă, de înălţimea valurilor provocate de vînt sau vase, de înălţimea şi gradul de stabilitatie al malului, de natura materialului care alcătuieşte malul, de obiectivele care se găsesc pe mal, de materialele avute la dispoziţe etc. În tabelul XV. 3 s-a dat forţa de tîrîre maximă admisibilă pentru diferite tipuri de îmbrăcăminte, folosite mai frecvent.

La stabilirea unui tip de apărare de mal se ţine seama şi de faptul că, pe înălţime, malul are zone solicitate diferit (fig. XV.57) :

— zona *I*, se găseşte sub nivelul mediu al rîului fiind timp îndelungat sub apă ; în această zonă forţa de antrenare este mare avînd loc fenomene puternice de eroziune şi de afuiere ;

— zona *II*, situată între nivelul mediu şi nivelul apelor mari, este supusă periodic inundaţiilor. La scăderea nivelului, apa infiltrată în teren revine în albie, putînd antrena particule de pămînt şi degrada malul ;

— zona *III*, deasupra nivelului apelor mari, supusă în special degradării de către agenţii atmosferici (precipitaţii, vînt).

În cazul luncilor inundabile largi zona *III* şi uneori şi zona *II* aşezate departe de albia propiu-zisă a rîului, pun probleme de apărare diferite (rezolvate uneori prin scoaterea de sub inundaţii a luncii, prin indiguiri).

Apărările de mal trebuie să fie mai puternice la bază (zona *I*) şi mai uşoare deasupra.

Apărarea de mal în zona *I* se stabileşte în funcţie de viteza curentului şi de stabilitatea fundului albiei.

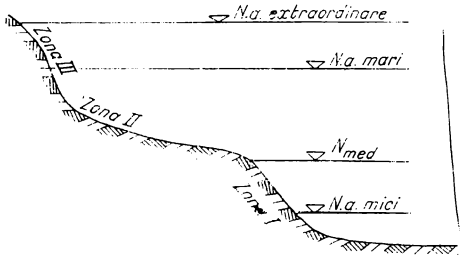



Fig. XV.57. Schema zonelor de solicitare a malului.

Dacă fundul albiei este afuiabil, poate fi prevăzintă o fundaţie din anrocamente de piatră brută sau din saltea de fascine (sub nivelul de etiaj). Taluzul malului se protejează cu o îmbrăcăminte mai rezistentă sau mai uşoară, în funcţie de condiţiile locale.

## 6.2. ÎMBRĂCĂMINTEA TALUZURILOR

Pentru protejarea directă a taluzurilor malurilor se utilizează diferite tipuri de îmbrăcămînţi.

Îmbrăcămînţile utilizate mai frecvent se prezint în cele ce urmează :

6.2.1. **Însămînţările.** Aceasta este o protecţie vegetală vie care se utilizează de obicei în zona *III*, unde malul e inundat foarte rar şi unde acţionează agenţii atmosferici. Se poate utiliza şi în zona *II* cînd viteza apei este mică (sub 1 m/s) şi inundarea nu durează mult, încît să sufoce vegetaţia.

Această îmbrăcăminte se realizează prin semînţe de ierburi specifice regiunii respective, pe taluzul amenajat, la o pantă stabilă. Dacă materialul din care este alcătuit malul este nefertil (argilă, nisip) se aşterne pe taluz, în prealabil, un strat de teren vegetal.

6.2.2. **Brăzduirea.** Aceasta se realizează din brazde de 20 × 25 cm, 25 × 25 cm şi 30 × 50 cm sau din fîşii de 0,25 × (2 — 3 m) şi care au 6 — 10 cm grosime. Brazdele se pot executa pe lat sau în straturi suprapuse, iar cînd panta taluzului este mare, se fixează cu ţăruşi.

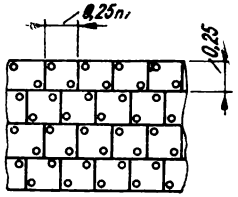
În fig. XV.58 şi XV. 59 se arată aşezarea brazdelor pe lat, respectiv în straturi suprapuse şi cu fixare prin ţăruşi.

6.2.3. **Plantaţii.** Acestea rezistă la viteze şi forţe de antrenare mai mari (4 — 5 kgf/m$^2$). Mai des folosită este salcia care creşte şi pe taluzuri nisipoase. Se mai folosesc şi plopii sau aninii. Uneori protecţia malului poate fi asigurată de plante ca stuful şi papura.

6.2.4. **Protecţii de straturi de nuiele sau de fascine.** Acestea se utilizează pe sectoare de rîu cu viteza apei sub 1,50 m/s şi pe care scurgerea gheţurilor este redusă. Constă din

acoperirea taluzului, amenajat la panta de maximum 1 : 2, cu straturi de nuiele cu capetele groase spre apă. Stratul de nuiele se leagă cu funii de nuiele (fascine subțiri) și țăruși sau cu rigle de lemn. În fig. XV.60 se dă o protecție de nuiele legate cu funii de nuiele prinse în taluz cu țăruși. La bază este prevăzut un gard de nuiele.

Uneori, în loc de nuiele se utilizează fascine sau panouri de nuiele împletite.



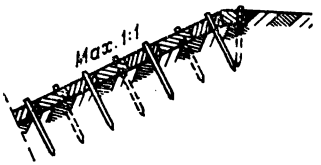




Fig. XV.58. Schema brazdelor așezate pe lat.

6.2.5. **Gărdulețe de nuiele (caroiaj)**. Această îmbrăcăminte se realizează prin executarea pe taluz a unor gărdulețe de nuiele care formează niște carouri (ochiuri) în care se face o umplutură de pietriș, piatră spartă etc.

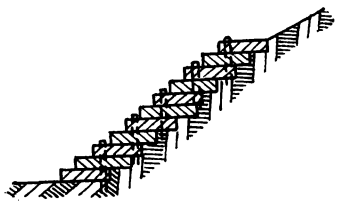


Fig. XV.59. Schema brazdelor suprapuse fixate cu țăruși.

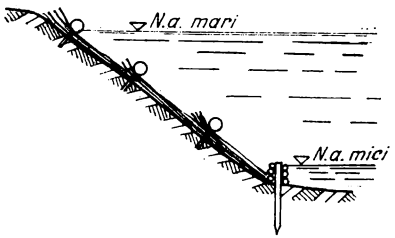



Fig. XV.60. Protecție de mal din nuiele.

Gărdulețele care trebuie să lăstărească, au 0,20 — 0,50 m înălțime și formează cu orizontala, în planul taluzului, unghiuri de 45°. Carourile au latura de 0,75 — 1,00 m fig. XV.61).

6.2.6. **Îmbrăcăminți de piatră**. Se utilizează pe sectoare de rîu pe care acțiunea apei și a ghețurilor este puternică și unde piatra se găsește în apropiere.

Piatra se utilizează sub formă de anrocamente, pereu uscat, pereu rostuit și pereu zidit. Cînd se utilizează protecția din anrocamente se așază pe taluz piatră de dimensiuni mai mici, iar deasupra piatră de dimensiuni mai mari încît să reziste la forța de antrenare a curentului.

Sub pereul uscat, de piatră brută, se execută un pat drenant alcătuit din unul sau mai multe straturi de nisip și pietriș, în funcție de materialul din care este constituit malul, cu rol de filtru invers (fig. XV.62).

6.2.7. **Îmbrăcăminţi de beton şi beton armat.** Acestea se utilizează, pe sectoare de rîuri cu viteze mari ale apei, sub formă de plăci turnate la faţa locului, sau sub formă de dale sau plăci prefabricate.

De regulă, îmbrăcămintea de beton se execută pe un filtru invers. Numai în cazul plăcilor turnate pe loc, dacă au dimensiuni mai mari de 5,00 × 5,00 m, se poate executa

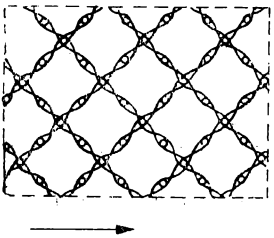


Fig. XV.61. Schema protecţiei de mal din carouri de gărduleţe.

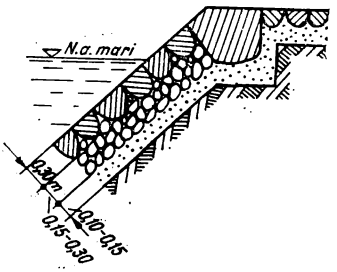



Fig. XV.62. Detaliu de pereu uscat.

filtrul invers, numai în dreptul rosturilor de construcţie, pe rest punîndu-se numai un strat de pietriş (fig. XV.63).

Se utilizează şi îmbrăcăminţi de beton, fără filtru invers, cu rosturile impermeabilizate.

Dalele de beton, prefabricate, a căror mărime este în funcţie de mărimea valurilor, capacitatea de ridicare a utilajului avut la dispoziţie, natura terenului din care este alcătuit

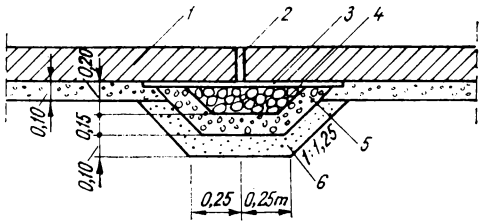



Fig. XV.63. Rost cu filtru invers:

*1* — placă de beton; *2* — scîndură în rost; *3* — carton asfaltat; *4* — pietriş mare; *5* — pietriş mijlociu; *6* — nisip grăunţos.

malul etc. au dezavantajul că nu realizează un contact bun cu patul de bază; în schimb permit mecanizarea lucrărilor şi realizarea unor lucrări cu aspect plăcut.

Se realizează şi îmbrăcăminţi flexibile, din plăci de beton, articulate între ele cu elemente metalice.

6.2.8. **Îmbrăcăminți asfaltice.** Sînt mai elastice și în general mai ieftine decît cele de beton, avînd și aproape toate calitățile acestora (rezistența la îngheț, la eroziuni, impermeabilitate). Au și unele dezavantaje : pot fi degradate de ghețuri, de plutitori și de rădăcinile plantelor și se pot înmuia și pot curge pe taluzuri, la temperaturi ridicate. De aceea se utilizează în special în zone cu temperaturi moderate vara și pe cursuri de ape cu viteze mici, fără scurgere importantă de ghețuri și plutitori. Mai frecvent se utilizează la protejarea taluzurilor canalelor.

Se pot realiza prin turnare la fața locului, sau ca plăci prefabricate.

## 6.3. TIPURI DE APĂRĂRI ȘI CONSOLIDĂRI DE MALURI

Tipurile de apărări de maluri se diferențiază în primul rînd după felul cum este alcătuită fundația și în al doilea rînd după modul cum este tratată îmbrăcămintea taluzului. Din acest punct de vedere apărările de mal se pot împărți în două categorii, în funcție de natura patului albiei : apărări și consolidări de mal pe funduri stabile sau puțin variabile și apărări și consolidări de mal pe funduri afuiabile (mobile).

6.3.1. **Apărări de mal pe funduri stabile sau puțin variabile.** Fundația apărării, în aceste cazuri, constituie un sprijin al îmbrăcămintii de pe taluz și trebuie să reziste la forța de tîrîre a curentului.

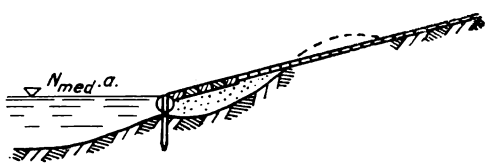



Fig. XV.64. Schema unei apărări de mal din brazde cu sul de nuiele de bază.

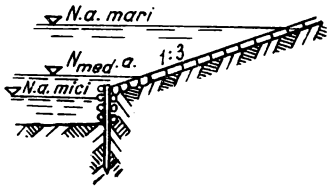



Fig. XV.65. Schema apărării de mal din brazde și pereu uscat cu gard de nuiele la bază.

În fig. XV.64 și XV.65 se prezintă două tipuri de lucrări care se pot executa pe sectoare de rîu cu fundul stabil sau puțin variabil și care au ape mari de scurtă durată și cu transport mic de material solid. Tipul de apărare din fig. XV.64 are la bază un sul de nuiele fixat cu pari, iar taluzul este protejat cu brazde. În fig. XV.65, baza taluzului este protejată cu un gard de nuiele, iar taluzul cu pereu uscat de piatră brută și deasupra nivelului mediu, cu brazde.

În cazul unor viteze mai mari ale curentului se pot utiliza tipurile de apărări de mal din fig. XV.66, XV.67 și XV.68. Apărarea de mal din fig. XV.66 se poate utiliza în cazul în care roca de bază este la suprafață și are la bază o fundație de beton simplu pe care se sprijină îmbrăcămintea taluzului alcătuită din pereu uscat de piatră brută, așezat pe un filtru invers. Îmbrăcămintea taluzului poate fi alcătuită și din pereu zidit (cînd nu se produc tasări), plăci de beton turnate la fața locului sau dale de beton prefabricate. În cazul unor mici afuieri ale fundului se poate utiliza tipul de apărare care are

ca fundaţie un masiv de anrocamente de piatră brută pe care se sprijină îmbrăcămintea taluzului alcătuită din caroiaj de gărduleţe de nuiele cu umplutură de pietriş, bolovani de rîu, piatră spartă sau dintr-un pereu uscat (fig. XV.67).

Lucrările de apărare a malurilor pe sectoare de rîu cu fundul puţin afuiabil pot fi alcătuite şi din prefabricate de beton armat (fig. XV.68). La baza taluzului este prevă-

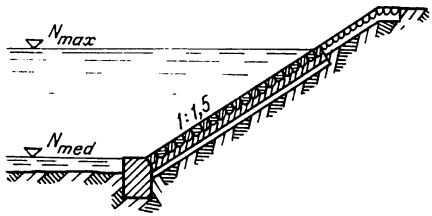



Fig. XV.66. Apărare de mal cu pereu uscat.

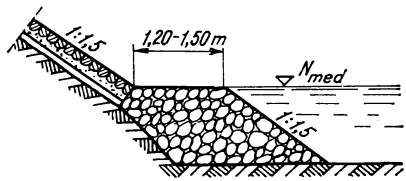



Fig. XV.67. Fundaţie de apărare de mal din masiv de anrocamente.

zută o saltea din dale de beton, articulate între ele şi legate de o grindă de beton armat. Taluzul malului se poate proteja cu dale de beton, aşezate pe un filtru invers.

În cazul sectoarelor de rîu cu fundul puţin afuiabil însă cu viteze mari şi transport important de aluviuni tîrîte, se pot utiliza şi tipuri de apărări de mal din căsoaie (fig. XV.69) sau gabioane.

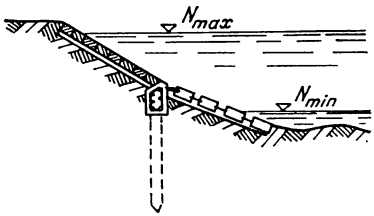



Fig. XV.68. Saltea din dale de beton legate de grindă de beton armat.

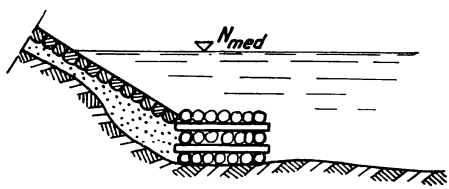



Fig. XV.69. Fundaţie de căsoaie pentru apărare de mal.

Uneori, cînd malul este erodat şi trebuie intervenit repede pentru stăvilirea eroziunii, se utilizează depozite de piatră aşezate sus pe mal care acoperă malul protejîndu-l cînd eroziunea înaintează prin prăvălirea pietrelor de taluz (fig. XV.70). Ulterior, se poate interveni cu lucrări definitive.

6.3.2. **Apărări şi consolidări de mal pe funduri afuiabile.** În aceste cazuri se pot utiliza apărări de mal care au la bază elemente care împiedică afuierea, în general saltele de fascine, şi care se adaptează uşor, fiind elastice, afuierii produse în faţa lor, în zona neprotejată.

În fig. XV.71 malul este protejat în zona *I* cu un masiv de anrocamente de piatră brută aşezat pe o saltea de fascine. După ce taluzului i se dă o înclinare stabilă, se poate proteja cu un pereu de piatră brută aşezat pe un filtru invers în zona *II*, iar în zona *III* se poate prevedea o brăzduire.

Uneori, cînd există piatră brută în apropierea lucrărilor, iar fascinele au un cost ridicat, baza taluzului se poate proteja cu un masiv de anrocamente fundat sub nivelul de afuiere previzibil (fig. XV.72).

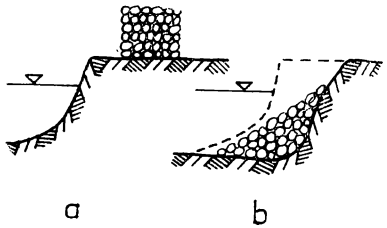



Fig. XV.70. Schema apărării provizorii de mal cu depozite de piatră :
*a* – situaţia iniţială ; *b* – situaţia finală.

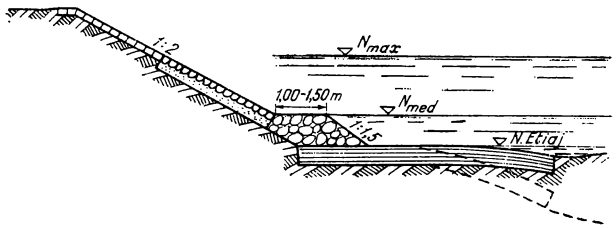



Fig. XV.71. Apărare de mal, pe fund afuiabil.

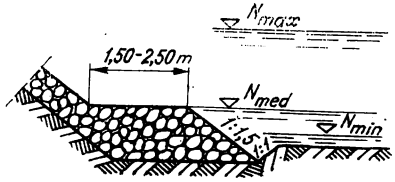



Fig. XV.72. Masiv de anrocamente la baza taluzului.

În fig. XV.73 se dă apărarea de mal specifică Dunării, alcătuită dintr-o saltea la bază, pînă la etiaj. Deasupra este prevăzut un masiv de anrocamente de piatră brută, consolidat cu piloţi, pe care se sprijină protecţia taluzului, alcătuită dintr-un pereu de piatră brută aşezat pe un filtru invers.

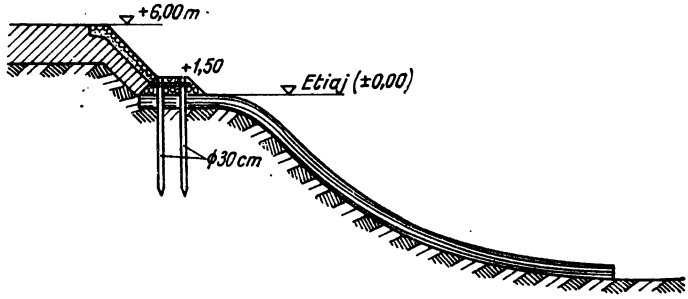



Fig. XV.73. Apărare de mal tip Dunăre.

În cazul malurilor înalte, în umplutură cu baza protejată prin anrocamente se poate face economie de material, realizîndu-se prisme de anrocamente etajate ca în fig. XV.74.

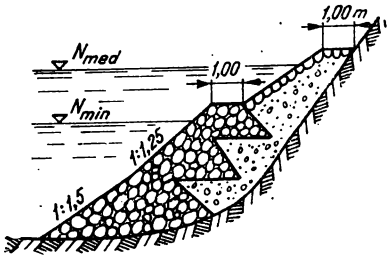



Fig. XV.74. Anrocamente aşezate în prisme etajate.

## 6.4. LUCRĂRI PE MALUL LACURILOR

Malurile lacurilor, naturale sau artificiale, necesită de asemenea, uneori, lucrări de protecţie. Spre deosebire de rîuri, unde acţionează mai puternic forţa de antrenare a curentului de apă, la lacuri poate fi importantă acţiunea valurilor, produse de vînt sau de ambarcaţiuni şi acţiunea fenomenului îngheţ-dezgheţ.

La apărarea malurilor lacurilor trebuie dată o atenție deosebită protejării piciorului taluzului. În fig. XV.75 se prezintă cîteva tipuri de protecție pentru piciorul taluzului, la lacuri în cazul pereurilor înclinate.

Lucrarea din fig. XV.75, *a* este alcătuită dintr-un șir de piloți de stejar ($l$ = 1,50 — 2,00 m; Ø 16 cm) bătuți la piciorul taluzului la 1,00 — 1,20 m interval. În spatele

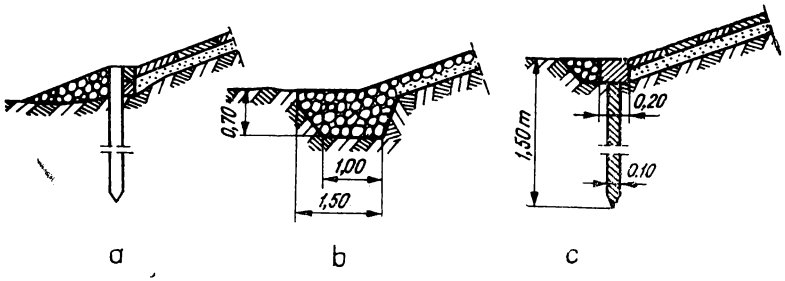



Fig. XV.75. Scheme de apărare a piciorului taluzului la lacuri:
*a* — cu piloți și grinzi de stejar și anrocamente; *b* — cu anrocamente; *c* — cu palplanșe și grindă de beton.

piloților se pun două grinzi de stejar (200 × 15 × 20 cm) care susțin umplutura de pietriș și dalele de beton ce protejează taluzul. În fața piloților se execută și anrocamente de piatră brută. Pentru ca piloții și grinzile de lemn să nu putrezească, este necesar ca nivelul în lac să nu scadă frecvent, și pe timp mai lung, sub partea superioară a acestora.

Piciorul taluzului se mai poate apăra și cu anrocamente de piatră brută sau bolovani de rîu, iar taluzul cu pereu uscat din același material (fig. XV.75, *b*).

Se poate recurge și la palplanșe de beton, solidarizate la partea superioară cu o grindă de beton, pe care se sprijină dalele de beton ce protejează taluzul (fig. XV.75,*c*). Se pot executa și apărări cu palplanșe de lemn, solidarizate cu grinzi de lemn.

Pentru prevenirea sufoziei, îmbrăcămințile permeabile ale taluzului se așază pe un filtru invers de 10 — 25 cm grosime.

În cazurile în care pe malurile unui lac nu se poate executa o apărare înclinată, se recurge la protecții verticale, din palplanșe de lemn sau de beton armat, ultimele fiind mai durabile și cu o rezistență mai mare.

În cazul malurilor mai înalte, protecțiile verticale de palplanșe, trebuie să fie ancorate.

La protecția malurilor lacurilor de pe Valea Colentinei (Băneasa, Herăstrău etc.) s-au utilizat apărări din prefabricate de beton armat (fig. XV.76). Apărările sînt alcătuite din plăci de beton armat (7 cm grosime) așezate orizontal, între stîlpi de beton armat. Stîlpii sînt plantați la 2,00 m distanță, în gropi de fundație forate anterior. Plantarea stîlpilor în aceste gropi asigură așezarea lor la distanța necesară și face posibilă îmbinarea plăcilor cu stîlpii în sistem lambă și uluc. Stîlpii și placa superioară se solidarizează cu o grindă sparge-val de beton, turnată pe loc. Pentru înălțimi mai mari de 1,60 m stîlpii au fost ancorați în mal.

Dacă nu se poate coborî nivelul în lac, în loc de stîlpi plantați în găuri forate se pot utiliza și piloți de beton armat bătuți cu soneta. În acest caz, plăcile prefabricate

de beton se solidarizează cu piloţii cu ajutorul unei palplanşe de beton armat (fig. XV.77).

În cazul lacurilor de acumulare trebuie avut în vedere că, cele mai adeseori, apa poate avea variaţii mari de nivel, ceea ce în special în cazul malurilor uşor degradabile, complică mult măsurile de protecţie împotriva efectului de umezire a terenului şi împotriva valurilor.

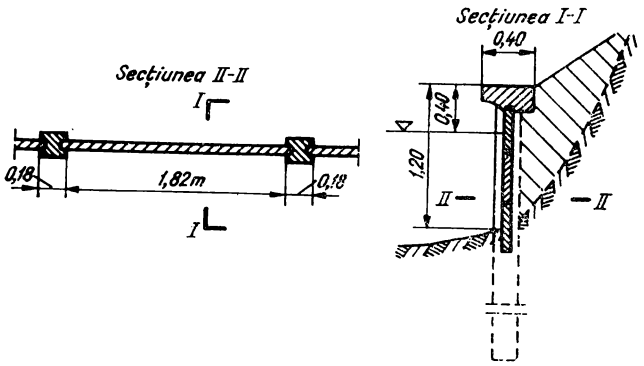



Fig. XV.76. Schema apărării de mal pe Colentina.

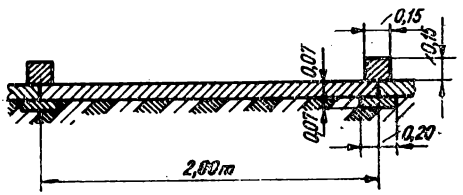



Fig. XV.77. Schema apărării cu plăci prefabricate şi piloţi bătuţi: secţiune orizontală.

Se pot folosi diferite tipuri de apărări de mal, în funcţie de situaţia locală : îmbrăcăminţi vegetale vii, plăci de beton aşezate pe un filtru invers sau îmbrăcăminţi bituminoase etc. Indicate adeseori, din punct de vedere tehnic şi economic, sînt protecţiile din anrocamente de piatră brută aşezate pe un filtru invers care sînt elastice, pot fi executate în orice anotimp şi chiar sub nivelul apei, pot fi reparate cu uşurinţă prin efectuarea unor completări cu material etc. În fig. XV.78 se arată o astfel de apărare, care, la partea superioară, se ridică peste înălţimea calculată a valurilor şi care se execută înainte de umplerea lacului.

Uneori apărarea de mal se diferenţiază, pe înălţime, în special în funcţie de durata de acţionare a valurilor. În fig. XV.79 se dă o astfel de apărare, compusă dintr-un zid

de sprijin la partea superioară, din plăci grele de beton la mijloc şi anrocamente, limitate de un perete de palplanşe, la partea inferioară. O astfel de apărare este evident costisitoare şi se aplică numai în cazuri speciale (în dreptul unor construcţii ca hoteluri turistice, şosele importante etc.).

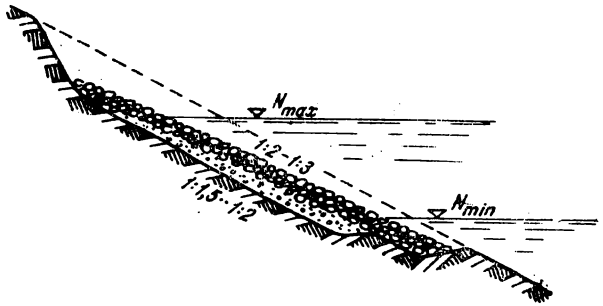



Fig. XV.78. Schema protecţiei din anrocamente pe filtru invers.

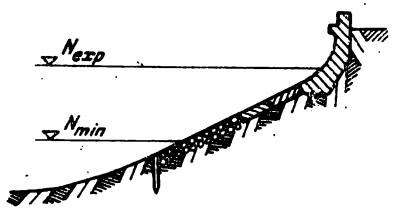



Fig. XV.79. Schema protecţiei de mal din zid de sprijin, plăci de beton şi anrocamente.

## 7. LUCRĂRI DE REGULARIZARE CU CARACTER LOCAL

### 7.1. STRĂPUNGERI ŞI RECTIFICĂRI

Tăierile de coturi (străpungerile) şi rectificările de albie se aplică în cazul unor albii prea sinuoase, cu evoluţie nefavorabilă, nestabile şi cu adîncimi insuficiente (în cazul rîurilor navigabile), care pun în pericol terenuri valoroase sau diferite obiective importante (poduri, captări de apă, localităţi etc.).

Prin scurtarea traseului albiei se produce o mărire a pantei şi ca urmare o adîncire a fundului şi o coborîre a nivelului apei. Tăierea masivă a coturilor, pe un rîu, duce la necesitatea unor apărări de mal costisitoare, altfel rîul va tinde să-şi restabilească panta

inițială, prin formarea de meandre noi. Tăierea unui anumit cot, cu lungime mare, va conduce la o adîncire a fundului albiei în amonte de străpungere și la o oarecare ridicare a fundului în aval.

Tăierea coturilor se realizează prin două procedee :

— săparea completă a unei albii noi ;

— săparea numai a unui canal de străpungere, de lățime mică, urmînd ca acest canal să se lărgească prin autodragaj, folosind capacitatea de eroziune și de transport a curentului.

7.1.1. **Săparea completă a albiei.** Procedeul se aplică atunci cînd curentul de apă nu are capacitate suficientă de eroziune și transport, cînd în aval nu pot fi transportate cantități suplimentare de aluviuni, care ar produce colmatări nedorite, sau cînd lucrarea trebuie terminată într-un termen apropiat.

Excavarea albiei noi se realizează la uscat prin epuismente, sau la uscat pînă la nivelul apei și sub apă — restul secțiunii. Săpătura se face cu excavatoare, drăgi plutitoare etc., pămîntul depunîndu-se lateral sub formă de diguri sau transportîndu-se în albia părăsită. La cele două capete ale străpungerii se lasă dopuri de pămînt care se sapă în final. Dopurile lăsate la capete se desfac numai după ce s-au executat și apărările de mal.

Acest procedeu are dezavantajul că lucrările au în general un cost ridicat.

7.1.2. **Săparea mixtă (canal de străpungere și autodragaj).** Acest procedeu, în care lucrările au un cost mult mai redus, se aplică destul de des pe rîurile nenavigabile, în terenuri erodabile.

Procedeul constă din săparea unui canal de străpungere (de autodragaj), de lățime mică (1/3...1/7 din lățimea de regularizare), evazat la capătul amonte. Lățimea canalului de străpungere se alege în funcție de viteza curentului, compoziția materialului în care se sapă noua albie etc. Canalul se poate amplasa în axul viitoarei albii (fig. XV. 80, *a*, în aliniament sau lîngă malul convex în curbă, fig. XV.80, *b*). Uneori, canalul de străpungere se așază și lîngă malul concav, pentru ca dezvoltarea lui să se facă într-un timp mai îndelungat și deci spre aval să se transporte anual, un volum mai mic de material. În acest caz, lucrările sînt mai ieftine deoarece apărarea malului în concavitate se face în săpătura canalului de scurgere.

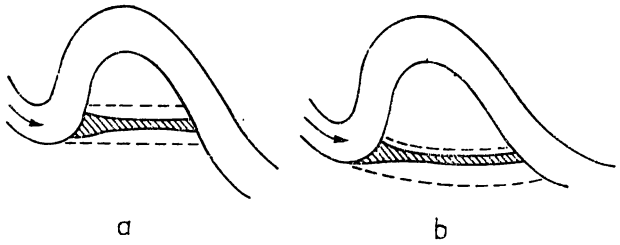



Fig. XV.80. Schema canalului de străpungere :
*a* — în ax ; *b* — lîngă malul convex.

După terminarea canalului de străpungere, a cărui excavare se poate face cu draglina sau cu draga plutitoare, și a apărărilor de mal necesare, se desface dopul de la capătul amonte și se dirijează apa pe canal, cu ajutorul unui dig de dirijare.

## 7.2. LUCRĂRI LA CONFLUENȚE ȘI RAMIFICĂRI

7.2.1. **Lucrări de regularizare la confluențe.** Confluența a două cursuri de apă poate avea loc într-o zonă de concavitate, într-o zonă de convexitate sau într-un aliniament, al rîului principal. S-a observat că cea mai stabilă este situația cînd afluentul se varsă într-o zonă de concavitate și dacă axele dinamice ale curenților se intersectează imediat în aval de punctul de confluență, ceea ce se realizează dacă la confluență curburile celor două rîuri sînt contrare.

Stabilitatea zonei de confluență este influențată și de următorii factori :

— decalajul de timp dintre trecerea viiturii pe rîul principal și pe afluent. Dacă viitura pe afluent vine înaintea celei de pe rîul principal se produc depuneri la confluență, deoarece capacitatea de antrenare a rîului principal este mai mică și antrenarea depunerilor spre aval nu se poate face în timp scurt. Depunerile pot provoca colmatări în amonte de confluență cînd după un timp scurt vine viitura pe rîul principal ;

— raportul dintre amplitudinile variațiilor de nivel ale afluentului și cursului principal. Dacă amplitudinea este mai mare pe cursul principal, în timpul viiturii se creează remuu pe afluent, pantele și vitezele pe afluent scad, fiind favorizate depunerile. Dacă amplitudinea este mai mare pe afluent, din cauza pantei mari pe afluent, în zona de confluență, se produc eroziuni ;

— raportul turbidităților și granulozitatea materialului solid al celor două rîuri. Dacă turbiditatea și mărimea aluviunilor afluentului se micșorează datorită unor lucrări de amenajare în bazin, în aval de confluență, pe cursul principal, se produce adîncirea fundului ;

— scurgerea gheților influențează în sensul că dacă dezghețul are loc mai întîi pe afluent la confluență se aglomerează sloiuri care pot provoca inundații și eroziuni ale malurilor.

Lucrările de regularizare, în punctele de confluență, au rolul de a îmbunătăți scurgerea, de a evita eroziunile și depunerile exagerate.

În cazul unui unghi de incidență mare, pentru combaterea eroziunilor de pe malul opus și a colmatărilor din aval, cît și pentru crearea unei incidențe bune, se poate construi pe malul opus un dig longitudinal sau o serie de pinteni (fig. XV.81).

În cazul unui unghi de incidență prea ascuțit, îmbunătățirea confluenței se poate realiza printr-un pinten de partaj (săgeată) cu o înălțime din ce în ce mai mică spre aval (fig. XV.82).

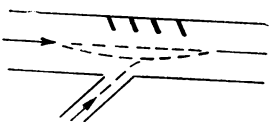


Fig. XV.81. Schema pintenilor de dirijare, la confluență.

Fig. XV.82. Schema pintenului de partaj (săgeată).

Cînd este necesar să se mute punctul de confluență într-o zonă de concavitate, se procedează după schema din fig. XV.83.

7.2.2. **Lucrări de regularizare la bifurcații.** Cînd albia este instabilă uneori tinde să se împartă în două sau în mai multe brațe. Brațele se pot crea, în general, prin străpun-

gerea unor meandre, după o direcţie sau după mai multe direcţii şi prin consolidarea unor depuneri sub forma unei insule şi dezvoltarea braţelor de o parte şi alta a acesteia (în special la confluenţe).

Lucrările de regularizare la bifurcaţii se fac în scopul consolidării situaţiei existente, dezvoltarea unuia din braţe fără însă a se închide celălalt şi uneori în scopul închiderii unor braţe.

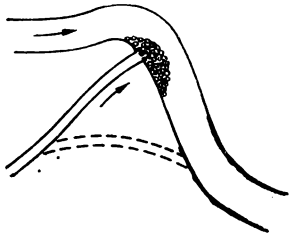


Fig. XV.83. Mutarea punctului de confluenţă spre o concavitate.

În cazul în care se urmăreşte stabilizarea situaţiei, se execută lucrări de consolidare a rîului la capătul amonte unde se poduc eroziuni (şi eventual şi a malului concav al rîului) şi se execută un dig de dirijare submersibil, a curenţilor de fund, la capătul aval al insulei unde se produc de obicei depuneri (fig. XV.84).

La dezvoltarea unuia dintre braţe sau la închiderea unui braţ trebuie să se ţină seama de distribuţia debitelor care depinde de : dimensiunile şi forma relativă a secţiunilor de scurgere, lungimile braţelor, unghiul de bifurcare, rugozitatea albiei etc.

În cazul în care trebuie să se dezvolte unul din braţe, se pot folosi ca lucrări pragurile de fund, digurile longitudinale de dirijare, lucrări permeabile etc. Pragurile de fund se execută pe braţul al cărui debit trebuie redus (dar care se menţine). În fig. XV. 85 se arată schema dezvoltării unui braţ (braţul drept) cu ajutorul unui dig de dirijare în care caz adesea este necesar să se apere capătul amonte al insulei şi malul (eventual, ca în figură, pe un traseu nou).

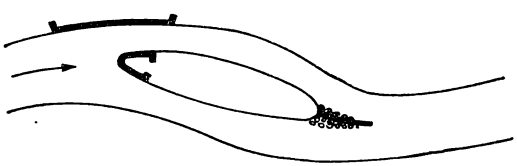


Fig. XV.84. Schema lucrărilor la capetele amonte şi aval a unei insule.

Fig. XV.85. Schema digului de dirijare spre un braţ.

Închiderea unui braţ, în general, se face pînă la nivelul albiei minore, ceea ce nu modifică prea mult regimul de scurgere la viituri.

Pe rîuri care transportă cantităţi mari de aluviuni se utilizează cu succes lucrările permeabile, care permit intrarea aluviunilor în braţul care urmează a fi închis.

## 7.3. LUCRĂRI LA PODURI

Din ansamblul de lucrări (podul propriu-zis, rampele de acces şi lucrările de regularizare) care se execută la traversarea unei căi de comunicaţie peste un curs de apă, lucrările de regularizare au o importanţă mare din punctul de vedere al siguranţei traversării respective, avînd adesea şi un cost mult mai ridicat decît podul. Prin executarea podului, albia rîului suferă uneori modificări importante, prin strangularea secţiunii de scurgere, la care se recurge adesea ori pentru a reduce lungimea podului, producîndu-se un remuu în amonte şi adînciri ale albiei în zona podului, precum şi depuneri în amonte şi în aval.

După ce s-a ales amplasamentul traversării într-un punct cît mai potrivit, pe baza unor calcule economice, trebuie să se stabilească o lungime convenabilă pentru pod, astfel ca acesta să nu fie prea lung şi deci să necesite o investiţie mare, dar nici prea scurt încît să se împiedice o scurgere convenabilă a apelor maxime, ceea ce ar putea provoca inundaţii în amonte sau avarierea şi chiar distrugerea traversării, la viituri.

Este necesară, în principal, stabilirea următoarelor elemente hidrologice şi hidraulice: debitele şi distribuţia vitezelor; remuul provocat şi afuierile generale şi locale.

Cu aceste date se stabilesc cotele de fundare, cotele coronamentului lucrărilor şi tipurile şi dimensiunile acestora.

Lucrările de regularizare din zona podurilor trebuie să rezolve, de la caz la caz, următoarele probleme:

— înlăturarea pericolului de ocolire a podului, prin eroziunea malurilor;

— apărarea împotriva inundaţiilor a podului şi a terenurilor şi construcţiilor din zonă;

— dirijarea apelor mari la pod, astfel încît să se facă o trecere lină de la secţiunea rîului la cea strangulată din dreptul podului, în amonte şi de la secţiunea strangulată la cea naturală a rîului, în aval;

— eliminarea sau micşorarea oblicităţii albiei principale a rîului faţă de axa podului;

— înlăturarea sinuozităţilor şi fixarea în plan a albiei principale cu adîncimi acceptabile;

— închiderea braţelor secundare.

Lucrările de regularizare la poduri, din albia minoră şi din albia majoră, pot fi submersibile sau insubmersibile.

În albia minoră se execută, de regulă, lucrări submersibile de toate tipurile cunoscute: apărări de mal, diguri de dirijare, pinteni, închideri de albie etc.

În albia majoră se execută diguri de dirijare, diguri împotriva inundaţiilor, traverse pentru protejarea rampelor de acces etc.

Un rol deosebit îl au digurile de dirijare la pod, care asigură o racordare bună a biefurilor şi deci evitarea turbioanelor şi curenţilor transversali care ar putea provoca afuieri periculoase, la pile şi culei. Aceste diguri pot avea formă de pară sau pot fi rectilinii, însă mai indicate sînt cele care în plan au formă de pinteni curbilinii (a căror contur se realizează din două arce de cerc legate printr-un aliniament, din arce de cerc care formează un mîner de coş etc.) sau cele care au forma de curbe eliptice. Lungimea lor este funcţie de valoarea debitului albiei majore barate. Dacă traversarea este oblică sau dacă

podul este situat asimetric, unul din digurile de dirijare este mai mare (fig. XV.86). Cînd albia rîului este unică şi perpendiculară pe axa podului, pentru dirijarea apelor mari sînt suficiente sferturile de con.

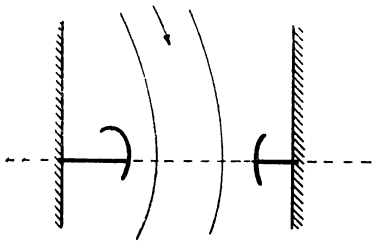


Fig. XV.86. Schema digurilor de dirijare la traversări nesimetrice.

## 7.4. LUCRĂRI LA CAPTĂRI ÎN CURENT LIBER

Lucrările de regularizare la care se recurge în dreptul captărilor în curent liber (fără baraj) au menirea să favorizeze preluarea din rîu a debitului necesar, pe toată durata funcţionării captării. În acest scop lucrările de regularizare trebuie să asigure, în principal, următoarele condiţii:

— niveluri suficient de ridicate, la debitele de calcul scăzute;

— să nu permită intrarea aluviunilor de fund în priza de apă, iar din debitul solid în suspensie să intre un volum cît mai redus;

— să stabilizeze albia, aşa încît curentul să nu se îndepărteze de priză, nici la nivelurile cele mai scăzute;

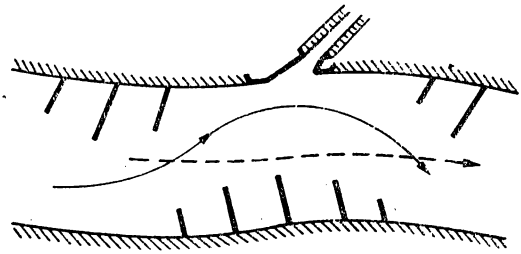


Fig. XV.87. Schema concavităţii artificiale la o captare.

— să asigure priza împotriva corpurilor plutitoare şi a gheţurilor;

— să asigure captarea şi accesul apei la priză în timpul viiturilor.

Pentru îndepărtarea aluviunilor de fund de priză, aceasta se amplasează pe malul concav sau se creează în mod artificial o concavitate (fig. XV.87). De asemenea, la rîurile

cu variaţii mici de nivel, se poate realiza o circulaţie transversală cu ajutorul unui pinten a cărui cotă este sub nivelul apelor mici (fig. XV.88), sau, alteori, se pot utiliza panouri plutitoare (de tip Potapov).

Pentru a se evita ocolirea captării şi a se asigura contactul cu curentul, se execută lucrări de protecţie cu pereuri, diguri, epiuri etc. pentru fixarea malurilor şi apropierea

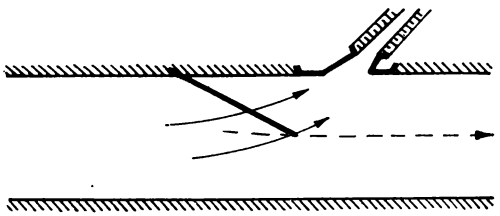


Fig. XV.88. Schema pintenului pentru dirijarea curentului spre priză.

axei dinamice a curentului de priză. Pentru realizarea nivelului minim necesar captării se pot executa lucrări transversale scurte amplasate în aval de priză sau diguri longitudinale submersibile, paralele cu malul. Trebuie luate în consideraţie, în acest scop, şi pragurile de fund.

În aval de priză se fac lucrări de calibrare a albiei pentru ca debitul lichid redus prin captare să poată transporta tot debitul solid. De asemenea, uneori, este necesar să se execute diguri împotriva inundaţiilor provocate de ridicarea fundului, prin colmatări.

## 7.5. LUCRĂRI LA CAPTĂRI CU BARAJE DE DERIVAŢIE

Prin bararea albiei se produc modificări ale regimului de scurgere atît în amonte cît şi în aval. În bieful amonte se produc depuneri care modifică panta fundului. În aval, în prima perioadă, apa care s-a decantat în amonte, provoacă eroziuni importante. După ce se colmatează bieful amonte aluviunile trec în aval, producîndu-se şi în acest bief depuneri.

Lucrările de regularizare (diguri de dirijare, apărări de maluri, pinteni etc.), trebuie să ţină seama de modificările care se produc în amonte şi aval de stăvilar. Astfel, în amonte trebuie să se realizeze o albie unică şi stabilă avîndu-se în vedere că după colmatare rîul se găseşte în condiţii similare cu cele existente înainte de construirea stăvilarului. De asemenea, trebuie să se execute lucrări pentru protecţia terenurilor din zonă împotriva inundaţiilor, ţinîndu-se seama şi de colmatarea probabilă.

În aval trebuie executate lucrări d regularizare care să apere albia împotriva afuierilor din prima etapă şi a afuierilor care se pot produce ca urmare a manevrării stavilelor; de asemenea, aceste lucrări trebuie să asigure transportul aluviunilor după colmatarea biefului amonte.

Este indicat ca priza să se aşeze în concavitatea unei curbe (naturală sau artificială) unde existenţa circulaţiei transversale creează condiţii bune de captare.

În fig. XV.89 se dă un exemplu de regularizare a albiei în amonte şi aval de o captare cu baraj deversor.

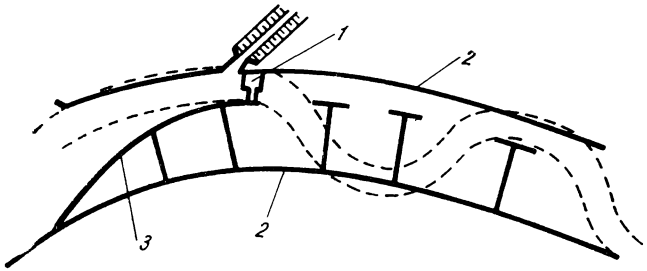



Fig. XV.89. Schema de regularizare la o captare:
*1* – baraj deversor; *2* – diguri insubmersibile; *3* – dig de dirijare spre captare.

## 8. EXEMPLE DE REGULARIZĂRI DE ALBIE

În ultimele două decenii, în sectorul regularizării albiei rîurilor în ţara noastră s-au produs schimbări esenţiale în ceea ce priveşte volumul lucrărilor executate şi concepţia de proiectare şi de executare. Volumu llucrărilor de regularizare a crescut considerabil ca urmare a dezvoltării industriei, centrelor populate şi agriculturii, deoarece aceste obiective au nevoie de apă, energie, terenuri noi pentru construcţii şi condiţii speciale ale albiei şi scurgerii. În ceea ce priveşte proiectarea şi executarea, metodele ştiinţifice avansate au început să ocupe un rol din ce în ce mai mare faţă de metodele empirice din trecut.

Una dintre lucrările cele mai reprezentative executate în ultimul timp este regularizarea albiei rîului Siret, pe circa 10 km lungime, în zona podului combinat de cale ferată şi şosea, de la Cosmeşti (în apropierea localităţii Mărăşeşti).

Această lucrare are o importanţă deosebită atît datorită lungimii mari cît şi datorită faptului că prin lucrările executate s-a fixat albia, pe unul din sectoarele cele mai instabile, de pe rîurile din ţara noastră.

În anul 1955, albia rîului Siret, în zona podului de la Cosmeşti, era împărţită 2 — 4 braţe instabile (fig. XV.90), existînd pericolul creării unei albii noi care să distrugă terasamentul de acces şi să izoleze podul. Această modificare de traseu ar fi pus în pericol şi alte obiective importante din zonă (staţia c. f. şi balastiera Doaga, fabrica de materiale de construcţii Doaga etc. şi satele Cosmeştii din Vale şi Cosmeştii din Deal, terenurile agricole riverane etc.).

Elementele hidrologice şi morfometrice principale, ale rîului Siret, la Cosmeşti, sînt (cu unele rotunjiri):

— suprafaţa bazinului de recepţie 25 433 km²;
— lungimea de la izvoare 585 km;
— panta medie a rîului de la izvoare $2^0/_{00}$;
— debitul maxim de asigurare 1% 2 800 m³/s;

— panta locală în sectorul studiat $1^0/_{00}$;
— debitul minim mediu zilnic anual (80%) 21,80 $m^3/s$;
— debitul mediu multianual 132 $m^3/s$;
— debitul de formare a albiei (debitul maxim cu asigurarea 20%) 720 $m^3/s$;

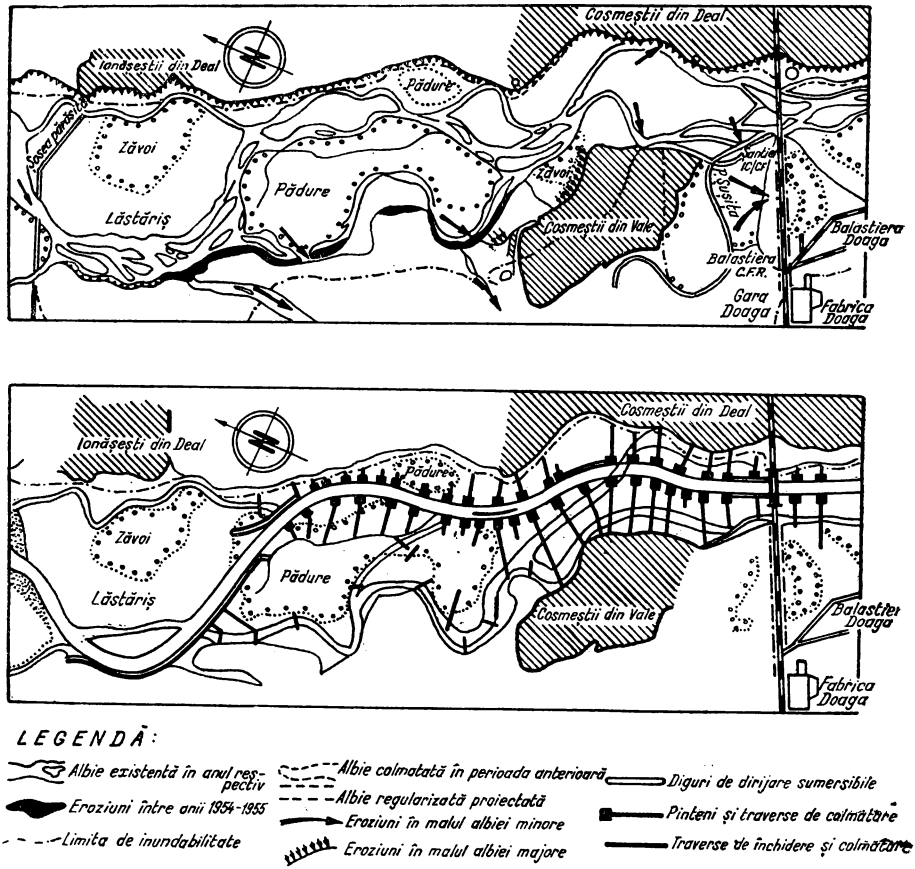



Fig. XV.90. Regularizarea rîului Siret la Cosmești. Fazele principale ale regularizării albiei.

— debitul mediu multianual de aluviuni în suspensie 96 kg/s;
— viteza medie în albia minoră la debitul maxim cu asigurarea 1% 3 m/s;
— diametrul mediu al aluviunilor transportate de rîu 20 mm.

Patul albiei rîului este alcătuit din nisipuri şi pietrişuri care au o grosime de peste 10 m, iar malurile sînt alcătuite dintr-un strat de prafuri nisipoase la suprafaţă şi nisipuri şi pietrişuri sub acest strat.

În vederea stabilizării albiei, împărţită în mai multe braţe, s-a realizat o albie minoră unică, corespunzătoare ca traseu, profil în lung şi profil transversal, albiei stabile a cursului de apă, în acel sector.

La calculul albiei s-au utilizat relaţiile lui Altunin, care dau elementele albiei stabile, corespunzătoare unei pante, unui debit de formare şi unei anumite structuri a patului albiei, definită prin anumiţi parametri (coeficientul de stabilitate al albiei şi viteza de formare).

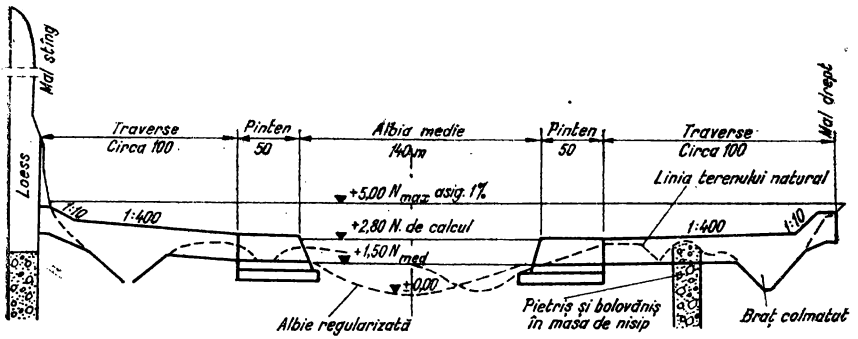



Fig. XV.91. Secţiune transversală tip pentru albia regularizată a rîului Siret la Cosmeşti.

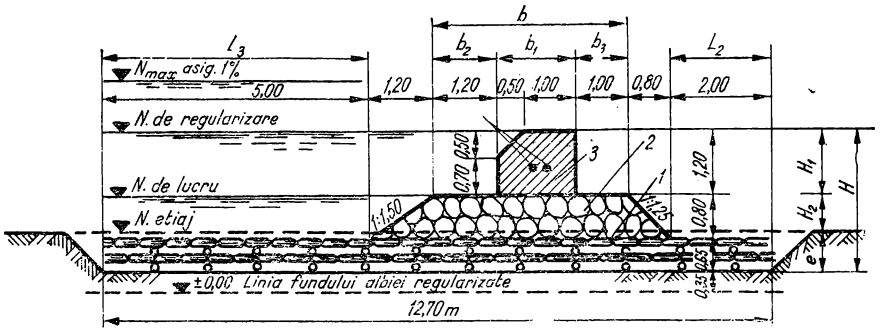
Elementele albiei stabile, rezultate din calcul, care asigură transportul debitelor lichide şi solide, fără depuneri sau afuieri importante, sînt (fig. XV.91):

— lăţimea albiei la debitul de formare 140 m;
— adîncimea albiei 3 m;
— razele de curbură 550 — 1 100 m.

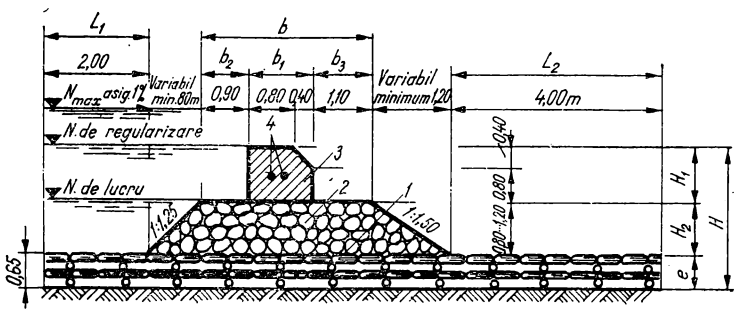
Malurile albiei au fost fixate cu pinteni (epiuri), diguri de dirijare longitudinale, submersibile, apărări de mal şi traverse de închidere şi colmatare.

Lucrările utilizate (fig. XV.92), denumite ulterior *lucrări tip Cosmeşti*, au rezultat din îmbunătăţirea unor tipuri de lucrări clasice utilizate anterior în ţara noastră şi corespund condiţiilor hidrologice, morfometrice şi hidraulice ale rîului Siret, în sectorul respectiv.

În principal, lucrările tip Cosmeşti sînt alcătuite dintr-o saltea de fascine, lestată cu piatră, care are rolul de a distribui presiunile pe terenul de fundaţie, adesea tasabil şi de a prelua afuierile, care se produc la viituri, în jurul lucrării. Peste salteaua de fascine se execută un masiv de anrocamente, de piatră brută (care uniformizează presiunile pe salteaua de fascine) care constituie un element de rezistenţă şi, fiind flexibil, poate prelua eventuale denivelări ale saltelei de fascine, din timpul viiturilor. Deasupra masivului de anrocamente, se execută blocuri de beton de 3 — 8 t, care constituie elementul de rezistenţă principal; pentru ca şi blocurile de beton să poată rezista la unele eventuale tasări, se execută cu interspaţii de 15 — 20 cm şi se leagă cu oţel-beton.


b
$L_3$
$b_2$
$b_1$
$b_3$
$L_2$
$N_{max}$ asig. 1%
5,00
1,20
1,20
0,50
1,00
1,00
0,80
2,00
N. de regularizare
N. de lucru
N. etiaj
0,70
0,50
3
2
1
1,20
$H_1$
H
$H_2$
1:1,50
1:1,25
1,20
0,80
e
0,65
± 0,00 Linia fundului albiei regularizate
12,70 m

a


$L_1$
b
2,00
$b_2$
$b_1$
$b_3$
$L_2$
Variabil min. 80m
$N_{max}$ asig. 1%
0,90
0,80
0,40
1,10
Variabil minimum 1,20
4,00m
N. de regularizare
N. de lucru
4
3
2
1
1:1,25
1:1,50
0,40
1,00
0,80
$H_1$
$H_2$
H
e
0,65

b

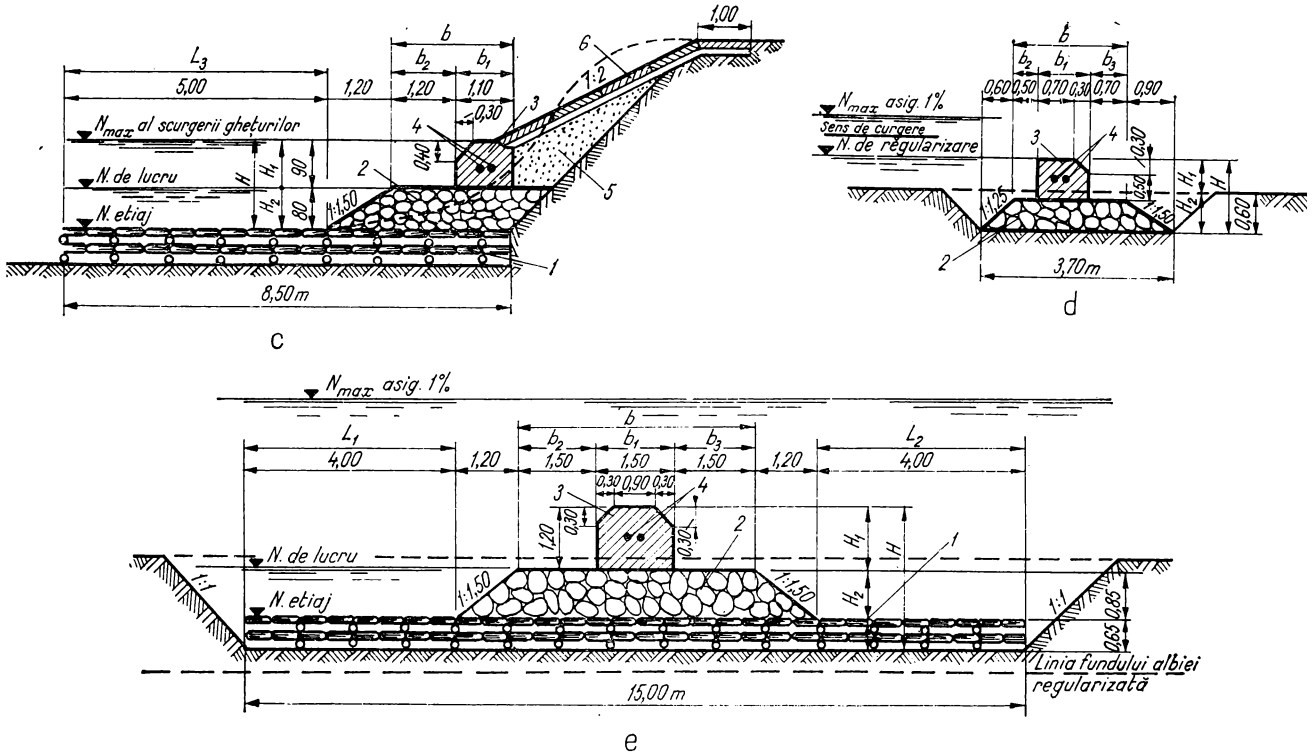



Fig. XV.92. Lucrările tip Cosmeşti :

*a* — dig de dirijare submersibil; *b* — traversă de colmatare; *c* — apărare de mal; *d* — traversă pentru consolidarea albiei majore; *e* — pinten;

*1* — saltea de fascine; *2* — anrocamente de piatră brută; *3* — bloc de beton; *4* — oţel-beton; *5* — umplutură din material local; *6* — dale de beton.

În decursul celor 10 ani cît a durat executarea lucrărilor, pe baza observațiilor făcute, aceste tipuri de lucrări au fost corectate ca dimensiuni, dispoziție de plan și profil transversal, ajungîndu-se la forma finală, prezentată în fig. XV.92.

Pe baza acestor observații s-a ajuns la concluzia că relația pentru dimensionarea lucrărilor în sectorul Cosmești are forma:

$$b_c = B_c V_c \sqrt{H_c}, \qquad \text{(XV.17)}$$

în care: $b_c$ este lățimea construcției la coronament;

$B_c$ — un parametru care ține seama de caracteristicile hidrologice, morfometrice și hidraulice ale rîului Siret la Cosmești și de condițiile de execuție ale lucrărilor;

$V_c$ — viteza medie a apei în albia minoră regularizată la debitul maxim cu asigurarea 1%;

$H_c$ — înălțimea totală a construcției.

Din analiza făcută a rezultat că lucrările tip Cosmești pot fi aplicate și pe alte sectoare ale rîului Siret, precum și pe unele sectoare ale altor rîuri din țară, care au caracteristici hidrologice, morfometrice și hidraulice similare (Olt, Jiu, Moldova, Argeș, Arieș, Tisa etc.).

Pentru alte sectoare ale rîului Siret precum și pentru unele sectoare ale altor rîuri, din țară, relația generalizată de mai înainte are forma: $b_x = B_c V_x \sqrt{H_x}$, unde $B_c$ este un parametru stabilit pentru rîul Siret în sectorul Cosmești iar $b_x$, $V_x$ și $H_x$ au aceleași semnificații ca mai înainte, corespunzătoare sectorului de rîu pe care urmează a se executa lucrări de regularizare a albiei.

Pentru fiecare lucrare, parametrul $B_c$ se poate calcula pe baza rezultatelor obținute pe rîul Siret, la Cosmești: $B_c = \dfrac{b_c}{V_c \sqrt{H_c}}$. (XV.18)

Astfel, pentru cele 5 lucrări tip Cosmești, corespunzătoare celor 5 feluri de lucrări utilizate, relațiile de generalizare au forma $b_x = \alpha V_x \sqrt{H_x}$, în care $\alpha$ are următoarele valori:

| Lucrarea | $\alpha$ |
|---|---|
| Dig de dirijare submersibilă | 0,77 |
| Traversă de colmatare | 0,66 |
| Traversă de consolidare a albiei majore | 0,62 |
| Apărare de mal | 0,51 |
| Pinten | 0,93 |

În fig. XV.93 se dau diagramele pentru stabilirea lățimii $b_x$ a lucrărilor tip Cosmești, pe un sector de rîu oarecare, în funcție de înălțimea totală a construcției $H_x$ și de viteza medie a apei în albia minoră regularizată la debitul maxim cu asigurarea 1% ($V_x$).

Deoarece în practică este necesar să se stabilească lățimile parțiale $b_{x1}$, lățimea blocului de beton $b_{x2}$, lățimea masivului de anrocamente în fața blocului de beton spre amonte și $b_{x3}$, lățimea masivului de anrocamente spre aval, graficele indică și coeficienții corespunzători, pentru determinarea acestor lățimi parțiale.

Pentru aplicarea corectă a relațiilor de generalizare, este necesar să se țină seama de următoarele precizări:

a) Lucrările tip Cosmești se pot aplica pe sectoarele unor rîuri pe care urmează să se execute lucrări de regularizare submersibile, cu caracter definitiv și care au condiții hidrologice, morfometrice și hidraulice similare cu acelea ale rîului Siret la Cosmești și anume:

— albie cu curgere permanentă și cu caracter torențial la viituri, cu scurgeri de ghețuri și plutitori;

— albie minoră instabilă cu tendință de împărțire în două sau în mai multe brațe, al cărei pat și maluri sînt alcătuite din material ușor erodabil (prafuri nisipoase, nisipuri, pietrișuri), roca de bază găsindu-se la adîncimi mai mari de 2—3 m;

— viteza medie a apei, în albia minoră, la debitul maxim cu asigurarea 1%, să fie de 2,00—3,50 m/s.

b) Înălțimea totală a construcției $H_x$ se poate stabili avîndu-se în vedere următoarele:

— grosimea saltelei de fascine $e$ se poate adopta în funcție de adîncimea apei în albia minoră și de viteza medie a apei la debitul maxim cu asigurarea 1%, pe baza tabelului XV.8. La stabilirea cotei de fundare a saltelei se va avea în vedere ca partea superioară a acesteia să fie sub nivelul apei la etiaj (nivelul minim cu asigurarea 97%). Lățimea liberă a saltelei, în fața lucrării, se poate determina cu relația: $L_{1,2,3} = 1{,}50\ e + 2{,}70\ h_{a_f}$ [m], unde: $L_1$, $L_2$ și $L_3$ sînt lățimile libere ale saltelei de fascine, în fața masivului de anrocamente în amonte, în aval și respectiv spre albia minoră a rîului, $e$ este grosimea saltelei de fascine, iar $h_{a_f}$ este adîncimea de afuiere, la debitul maxim cu asigurarea 1%;

*Tabelul XV.8*

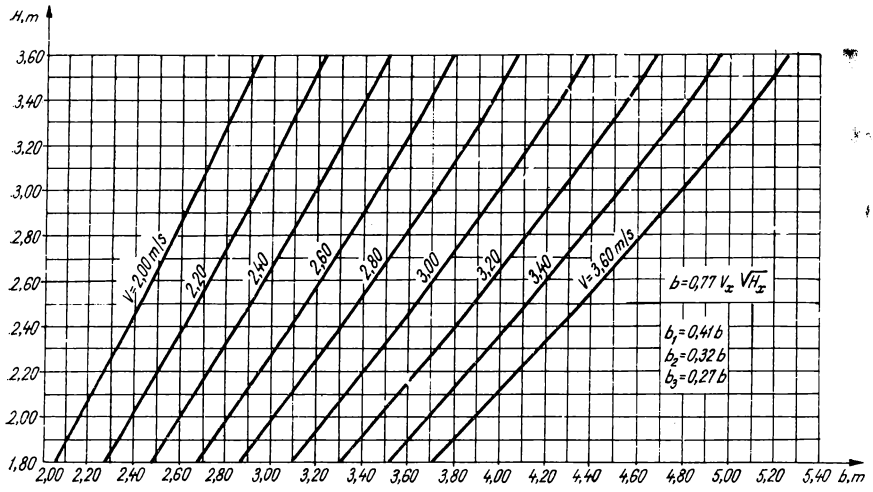
**Grosimea saltelelor de fascine tip Cosmești**

| Tipul saltelei | $s_1$ | $s_2$ | $s_3$ | $s_4$ |
|---|---|---|---|---|
| Grosimea saltelei $e$, în cm | 45 | 65 | 75 | 1,00 |
| Adîncimea medie a apei în albia minoră regularizată la debitul maxim cu asigurarea de 1% | <4,5 | <6,0 | <7,0 | >7,0 |
| Viteza medie a apei în albia minoră regularizată la debitul maxim cu asigurarea de 1% | <2,5 | <3,5 | <3,5 | <3,5 |

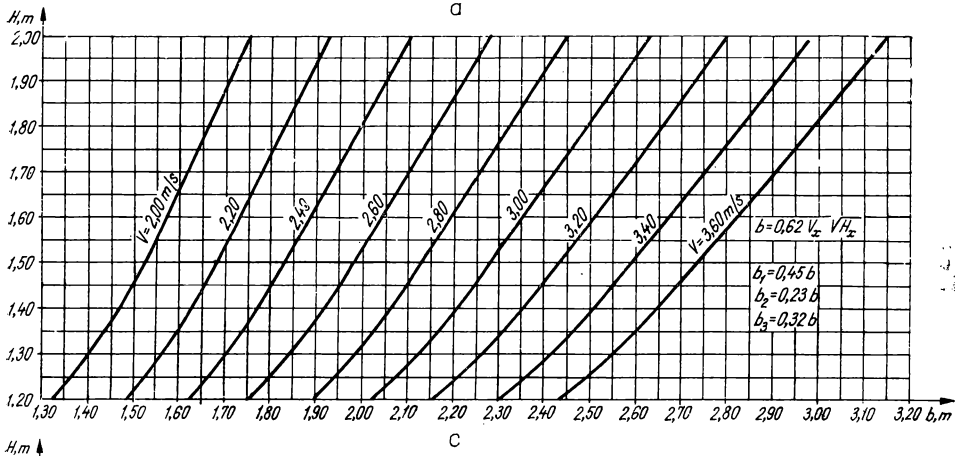
*Observație.* Valorile din tabel sînt valabile pentru cazul în care saltelele de fascine se așază în plin curent în albia minoră regularizată (dig de dirijare, pinteni, apărări de mal etc.).

— cota superioară a masivului de anrocamente se stabilește la nivelul mediu al rîului sau cu pînă la 50 cm deasupra acestuia, în funcție de nivelul apei considerat în timpul executării; de asemenea, este indicat ca grosimea masivului de anrocamente să nu fie mai mică ca două straturi de piatră, diametrul pietrei putîndu-se calcula cu formula lui S. T. Altunin: $d = 0{,}04V^2$;

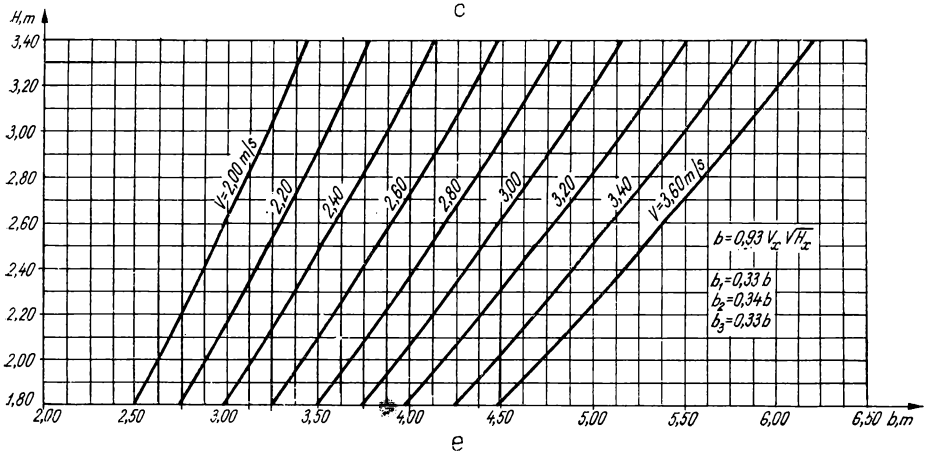
— înălțimea blocurilor de beton rezultă din diferența dintre cota nivelului de regularizare a albiei minore (stabilită din condițiile de regularizare) și cota superioară


H,m
3,60
3,40
3,20
3,00
2,80
2,60
2,40
2,20
2,00
1,80
2,00 2,20 2,40 2,60 2,80 3,00 3,20 3,40 3,60 3,80 4,00 4,20 4,40 4,60 4,80 5,00 5,20 5,40 b,m
V=2,00 m/s
2,20
2,40
2,60
2,80
3,00
3,20
3,40
V=3,60 m/s
b=0,77 V_x √H_x
b1=0,41 b
b2=0,32 b
b3=0,27 b

a


H,m
2,00
1,90
1,80
1,70
1,60
1,50
1,40
1,30
1,20
1,30 1,40 1,50 1,60 1,70 1,80 1,90 2,00 2,10 2,20 2,30 2,40 2,50 2,60 2,70 2,80 2,90 3,00 3,10 3,20 b,m
V=2,00 m/s
2,20
2,40
2,60
2,80
3,00
3,20
3,40
V=3,60 m/s
b=0,62 V_x √H_x
b1=0,45 b
b2=0,23 b
b3=0,32 b

c


H,m
3,40
3,20
3,00
2,80
2,60
2,40
2,20
2,00
1,80
2,00 2,50 3,00 3,50 4,00 4,50 5,00 5,50 6,00 6,50 b,m
V=2,00 m/s
2,20
2,40
2,60
2,80
3,00
3,20
3,40
V=3,60 m/s
b=0,93 V_x √H_x
b1=0,33 b
b2=0,34 b
b3=0,33 b

e

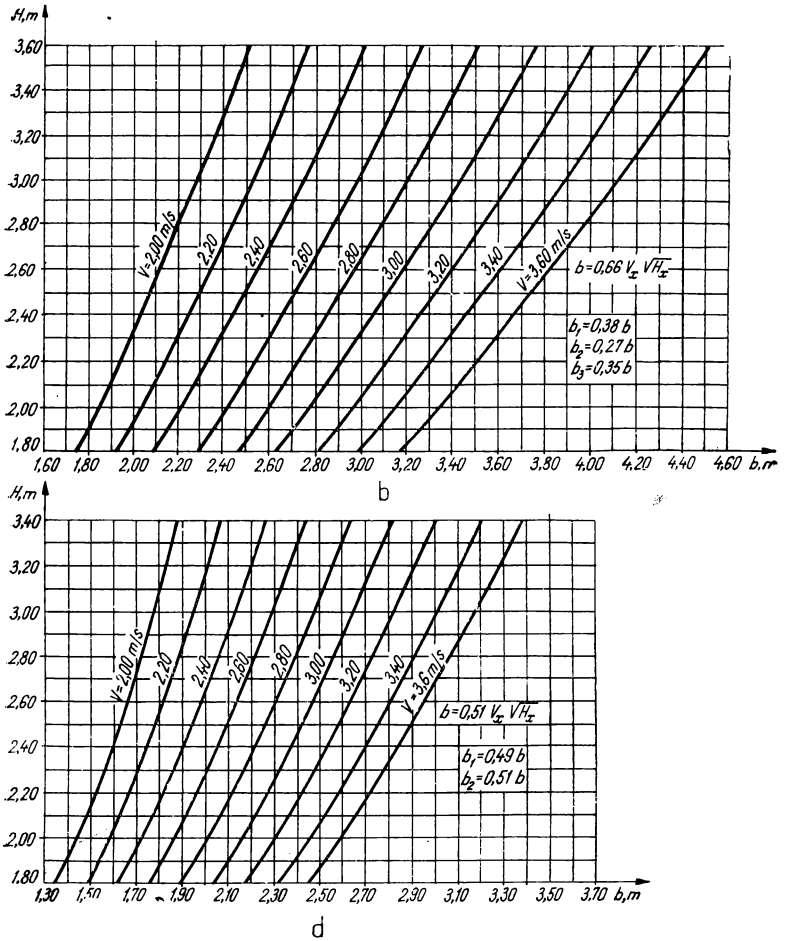



**Fig. XV.93.** Grafice pentru determinarea lăţimii $b_x$ a lucrărilor tip Cosmeşti:
*a* — dig de dirijare submersibil; *b* — traversă de colmatare; *c* — traversă pentru consolidarea albiei majore; *d* — apărare de mal; *e* — pinten.

a masivului de anrocamente. Blocurile de beton se pot executa de 2,00 m lungime, cu spații de circa 0,20 m între ele, legîndu-se cu oțel-beton ∅ 16...20 mm.

Lucrările s-au executat pe tronsoane și pe etape anuale (fig. XV.90) începînd din aval spre amonte. Lucrările s-au executat în general la uscat, pe traseul prevăzut, curentul principal de apă fiind deviat în trei etape succesive, cu ajutorul canalelor de străpungere, de circa 25 m lățime, pe traseul definitiv. În timpul executării s-au produs viituri importante și scurgeri de ghețuri care au permis verificarea pe parcurs, a tipurilor de lucrări utilizate.

Pe parcursul executării s-au experimentat și alte tipuri de lucrări. Astfel, pentru închiderile de albii vechi și devierea rîului, pe canalul de străpungere, s-a folosit tipul de lucrare din fig. XV. 53 cu ajutorul căreia închiderea albiei s-a făcut simultan pe toată lățimea, acest tip de lucrare dovedindu-se eficace.

Pentru digul de dirijare și pinteni s-a folosit un tip de lucrare alcătuit dintr-un miez de formă trapezoidală, realizat din balast și protejat cu pereu de piatră brută, și un tip de lucrare alcătuit din același miez de balast, protejat cu îmbrăcăminte asfaltică. Aceste două tipuri de lucrări nu s-au dovedit a fi indicate deoarece nu au rezistat la vitezele mari ale curentului de apă, la ghețuri și plutitori.

Lucrările tip Cosmești s-au comportat bine la toate solicitările posibile (viteza apei, ghețuri, plutitori), prin executarea lor asigurîndu-se stabilitatea albiei minore unice, punîndu-se astfel în siguranță toate obiectivele arătate mai înainte.

Un alt exemplu este regularizarea albiei rîului Jiu, în amonte de Craiova, la Ișalnița. Lucrările se întind pe o lungime de 15 km (fig. XV.94). Primul sector de 6 km lungime cuprins între barajul de priză Ișalnița și confluența cu rîul Amaradia, s-a regularizat în vederea stabilizării albiei în aval de baraj, unde trebuiau apărate unele obiective ale Combinatului de la Ișalnița. Al doilea sector, din aval, de 9 km lungime (confluența cu r. Amaradia — podul Bucovăț), s-a executat în vederea apărării de inundații a fronturilor de captare de apă, prin puțuri, pentru alimentarea cu apă a orașului Craiova și a industriilor.

Rîul Jiu, la Ișalnița, are următoarele caracteristici hidrologice și morfometrice:

- suprafața bazinului de recepție 7 726 km²;
- lungimea de la izvoare 243 km;
- panta locală 0,55 ‰;
- debitul mediu multianual 80,80 m³/s;
- debitul minim cu asigurarea de 95% 8,50 m³/s;
- debitul maxim cu asigurarea de 1% 2 300 m³/s;
- debitul de formare 500 m³/s;
- debitul mediu multianual de aluviuni în suspensie 178 kg/s;
- viteza medie a apei în albia minoră, la debitul maxim cu asigurarea de 1% 2,30 m/s;
- are scurgeri de ghețuri care ajung pînă la 50 cm grosime.

Patul albiei este constituit din nisipuri și pietrișuri iar, pe unele zone, malurile sînt constituite și din argile nisipoase.

Din analiza caracteristicilor arătate mai înainte se poate observa că rîul Jiu la Ișalnița are condiții de curgere similare cu rîul Siret la Cosmești. De aceea, s-au utilizat, în general, lucrările tip Cosmești, pentru stabilirea dimensiunilor lucrărilor folosindu-se relațiile de generalizare date în diagramele din fig. XV.93.

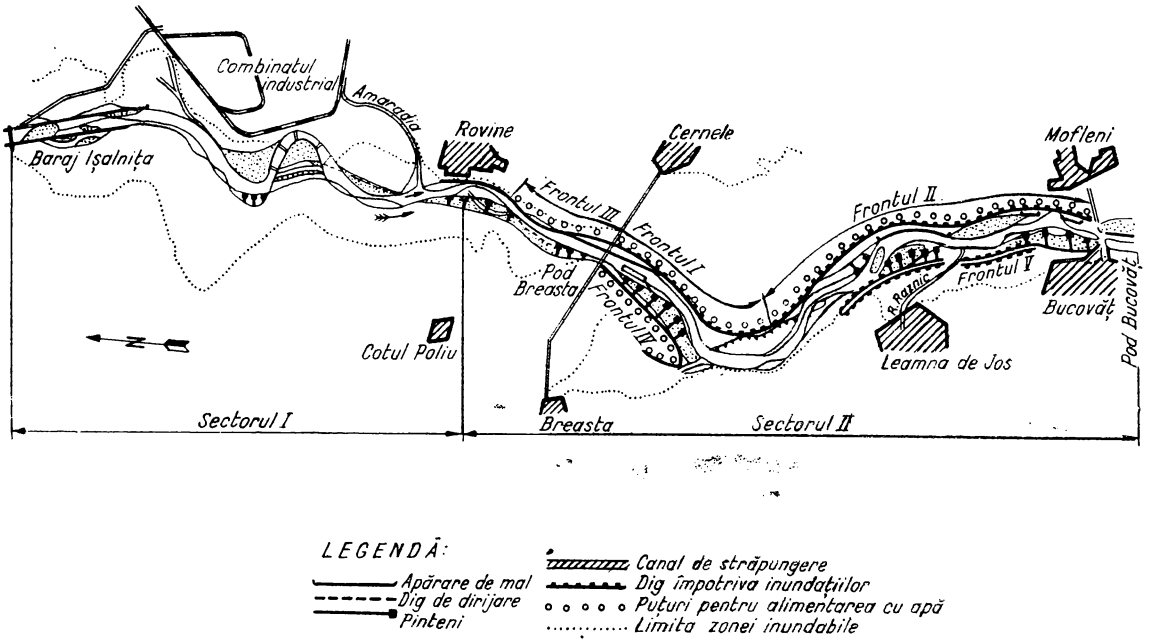



Fig. XV.94. Regularizarea rîului Jiu, la Craiova, între barajul Işalniţa şi podul Bucovăţ.

În general, lucrările pentru stabilirea albiei minore s-au executat numai în zonele de concavitate şi aliniament, unde digurile de apărare împotriva inundaţiilor erau ameninţate să fie distruse prin eroziune.

Lucrările executate au fost solicitate la viituri importante şi s-au comportat mulţumitor.

## BIBLIOGRAFIE

1. Zeller, Jürg. *Die „Regime-Theorie", eine Methode zur Bemessung stabiler Flussgerinne.* În: Schweizerische Bauzeitung nr. 5, 6, 1965.
2. Velikanov, M. A. *Ruslovîi proţes Gosfitmatghiz.* Moscova, 1958.
3. Te Chow, Ven. *Open channel hydraulic.* Mc. Graw-Hill.
4. Leliavsky, S. *Précis d'hydraulique fluviale.* Paris, Dunod, 1961.
5. Ibad-Zade, I. A. şi Kûasbeilî, T. M. *Formirovanie rusel rek.* Baku, 1966.
6. Eugen, Dan. *Regularizări de rîuri şi căi de comunicaţie.* Partea I. Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1964.
7. Manoliu, I. *Regularizări de rîuri şi căi navigabile interioare.* Bucureşti, Editura tehnică, 1959.
8. Altunin, S. T. *Regulirovanie rusel.* Moscova, Gosudarstvennoe izdatelstvo selskohoziaistvennoi literaturî, 1956.
9. Rusu, G., Stathi, O. şi Pustelniac, M. *Apărări de maluri.* Bucureşti, Editura tehnică, 1965.
10. Winkel, Richard. *Die Grundlagen der Flussregelung.* Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1934.
11. Comitetul de Stat al Apelor, Institutul pentru Planuri de Amenajări şi Construcţii Hidrotehnice. *Proiect directiv. Elemente de Construcţie utilizate la regularizarea albiei rîurilor.* Bucureşti, 1965.
12. Hâncu, S. *Modelarea hidraulică în curenţi de aer sub presiune.* Bucureşti, Editura Academiei Republicii Socialiste România, Bucureşti, 1967.

SECȚIUNEA XVI

# CĂI NAVIGABILE INTERIOARE

Prof. ing. **Ion A. Manoliu**

**CUPRINS**


1. Caracteristicile căilor navigabile interioare . . . . . 155
   1.1. Caracteristicile tehnico-economice . . . . . 155
   1.2. Calea navigabilă şi caracteristicile ei . . . . . 156
   1.3. Clasificarea căilor navigabile . . . . . 159
   1.4. Întreţinere şi semnalizare . . . . . 160
2. Nave fluviale şi maritime . . . . . 161
   2.1. Caracteristicile geometrice şi capacitatea de transport . . . . . 161
   2.2. Rezistenţa de înaintare . . . . . 162
   2.3. Formarea convoaielor . . . . . 163
3. Canalizarea cursurilor de apă . . . . . 164
   3.1. Metode şi consideraţii tehnico-economice . . . . . 164
   3.2. Împărţirea în biefuri . . . . . 165
4. Noduri hidrotehnice . . . . . 166
5. Canale navigabile . . . . . 170
   5.1. Generalităţi . . . . . 170
   5.2. Traseul, profilul longitudinal şi secţiunile transversale . . . . . 171
   5.3. Bilanţul hidraulic al canalului . . . . . 174
   5.4. Amenajări şi construcţii pe canalele navigabile . . . . . 175
   5.5. Legătura canalului cu rîul principal . . . . . 180
6. Ecluze navigabile . . . . . 181
   6.1. Alcătuire şi tipuri . . . . . 181
   6.2. Dimensiunile de gabarit ale ecluzelor . . . . . 183
   6.3. Capacitatea de trecere a ecluzelor . . . . . 184
   6.4. Alimentarea ecluzei . . . . . 185
   6.5. Bajoaierele, radierul şi capetele ecluzei . . . . . 199
   6.6. Porţile ecluzei . . . . . 205
   6.7. Porturi de aşteptare . . . . . 210
   6.8. Instalaţii şi dispozitive anexe . . . . . 211
*Bibliografie* . . . . . 212

# 1. CARACTERISTICILE CĂILOR NAVIGABILE INTERIOARE

## 1.1. CARACTERISTICILE TEHNICO-ECONOMICE

Transportul pe apă este indicat în special pentru mărfurile de masă, materii prime şi semifabricate, pentru piesele de dimensiuni mari etc. Viteza tehnică economică de transport pe căile interioare este relativ redusă (8 — 12 km/h) datorită creşterii rapide

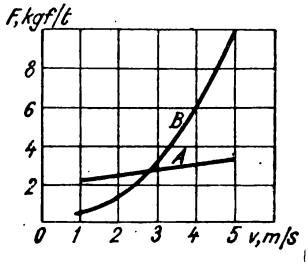



Fig. XVI.1. Forţele specifice de tracţiune pe liniile ferate *B* şi pe apă *A*.

cu viteză a rezistenţelor de tracţiune (fig. XVI.1). Pentru transportul pasagerilor vitezele sînt mai mari (20 — 30 km/h), putînd ajunge la 100 km/h la navele hidroglisoare. În transportul fluvial de mărfuri, greutatea moartă reprezintă numai 7,50 — 28% din greutatea brută transportată, la şlepurile metalice noi 12 — 18%, la tancuri 7,50 — 12%, în timp ce pe căile ferate poate ajunge pînă la 40%.

Regularitatea şi permanenţa în transportul fluvial nu sînt pe deplin satisfăcute, datorită îngheţului, nivelurilor scăzute sau viiturilor extraordinare, condiţiilor meteorologice nefavorabile etc. Pe Dunăre, perioada navigabilă este de 270 — 300 zile pe an, iar în unele regiuni nordice (U.R.S.S., Canada) scade pînă la 170—200 zile pe an.

Unii indici tehnico-economici comparativi între diferite mijloace de transport se dau în tabelul XVI.1.

*Tabelul XVI.1*

**Indicii tehnico-economici pentru diferite mijloace de transport**

| Nr. crt. | Felul transportului | Tracțiunea $T$, kgf/tf greutate brută | Viteza tehnică corespunzătoare tracțiunii $T$ km/h | Raportul: greutate proprie pe greutate brută | Indicii de investiție față de c.f. (1,00) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | În mijlocul de transport pentru 1 tf marfă | În cale pentru 1 tf · km marfă |
| 1 | Șlepuri remorcate | 1,00 | 6 | 0,15 | 0,25 | 0,44 |
| 2 | Șlepuri autopropulsate | — | — | 0,20 | 0,66 | 0,75 |
| 3 | Nave maritime | 2,50 | 20 | 0,31 | 0,35 | 0,08 |
| 4 | Vagoane de marfă c.f. | 4,00 | 60 | 0,32 | 1,00 | 1,00 |
| 5 | Autocamioane | 15,00 | 40 | 0,45 | 5,70 | 4,55 |
| 6 | Avioane | 150,0 | 150 | 2,90 | — | — |

## 1.2. CALEA NAVIGABILĂ ȘI CARACTERISTICILE EI

Șenalul navigabil (calea navigabilă) este fîșia de apă care servește în mod curent pentru circulația navelor. Traseul său trebuie să fie continuu, cu raze care să asigure înscrierea navelor și convoaielor de calcul. Lățimea și adîncimea șenalului navigabil trebuie să satisfacă cerințele gabaritului de navigație (fig. XVI.2).

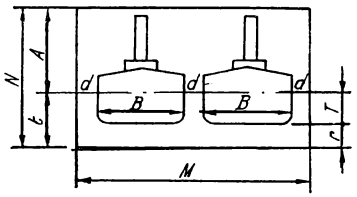



Fig. XVI.2. Gabaritul de navigație.

Gabaritul (dreptunghiul) de navigație curent rezultă de obicei din secțiunile a două nave (convoaie) de calcul prevăzute să circule pe calea respectivă (circulație în ambele sensuri). La dimensiunile acestora se adaugă lățimea fîșiilor de gardă dintre nave și lateral, precum și sporul de adîncime $r$ (rezerva pilotului). Pentru două nave, lățimea gabaritului navigabil este $M = 2B + 3d$; la rîuri mici $d = 2$ m, iar la fluvii $d = 5$ m.

Rezerva pilotului variază cu tipul și modul de construcție al navelor în circulație, cu felul încărcăturii, viteza de circulație, natura fundului și regimul de scurgere al debitului lichid și solid. Pe calea curentă, rezerva pilotului variază de obicei între 0,20 și

0,50 m; în porturi rezervele de adîncime se sporesc, în funcţie de înnisipările probabile şi de posibilităţile de întreţinere.

Porţiunea gabaritului de navigaţie situată deasupra apei constituie gabaritul de aer. Înălţimea acestuia este determinată de înălţimea suprastructurii navelor celor mai înalte care circulă pe calea respectivă (de obicei macarale plutitoare sau alte nave speciale).

Porţiunea gabaritului de navigaţie situată sub nivelul apei constituie gabaritul de apă, de adîncime $T + r$.

Adîncimea navigabilă este adîncimea asigurată pe tot lungul sectorului considerat, inclusiv la trecerile peste praguri etc. Adîncimea navigabilă corespunzătoare debitului minim de calcul cu o anumită asigurare (după normele din U.R.S.S., căi navigabile cat. I 99%, cat. II 97%, cat. III 95%) se numeşte adîncimea navigabilă de garanţie (de calcul).

Pentru o utilizare cît mai completă a capacităţii de transport a căii se utilizează gabaritele diferenţiate, a căror dimensiuni (lăţime şi adîncime) cresc de obicei cu nivelul apei. Prin utilizarea gabaritelor diferenţiate şi a prognozei nivelurilor, unele nave mari, care de obicei nu navigă decît pe cursul inferior al unor rîuri sau fluvii, pot pătrunde mai adînc în interiorul acestora.

Înălţimea liberă sub poduri se determină astfel ca la debitele maxime calculate, cu o anumită asigurare, înscrierea gabaritului de aer să se poată face fără nici o dificultate. La traversări sub poduri trebuie să se asigure lăţimea gabaritului de navigaţie şi la nivelurile minime navigabile.

Podurile cu mai multe deschideri se recomandă să aibă cel puţin două deschideri bune pentru trecerea navelor şi care să coincidă cu şenalele navigabile amonte şi aval. Pentru asigurarea trecerii ambarcaţiunilor speciale se prevăd uneori deschideri mobile. Acestea trebuie fixate în locurile unde adîncimile naturale asigură trecerea navelor la nivelurile minime navigabile.

Pe traseul curent, razele de curbură $R$ ale şenalului navigabil trebuie să fie mai mari sau cel puţin egale cu de şase ori lungimea navei de calcul $L$. În diferite puncte obligate (intrarea în porturi, ecluze, etc.) se admite $R \geqslant 3\,L$.

În curbă, şenalul se supralărgeşte. Dacă supralărgirea este considerată aproximativ ca săgeata $\Delta$ a unui arc de cerc de rază $R$ ($R$ fiind raza axului şenalului navigabil) corespunzătoare corzii de lungime $L$ din relaţia geometrică respectivă rezultă:

$$\Delta_1 = R - \sqrt{R^2 - \frac{L^2}{4}}\,.$$

Pentru încrucişarea a două nave se poate lua $\Delta_2 = 2\,\Delta_1$. Dacă mai exact se admite schema din fig. XVI.3, pentru înscrierea în curbă a dreptunghiului de lungime $2L$ şi lăţime $M = 2\,B + 3\,d$, rezultă:

$$\Delta\,(2\,R_{ext} - \Delta) = L^2;\; R_{ext} = R + \frac{M + \Delta}{2};\; \Delta = \frac{L^2}{2\,R + M}\,.$$

Secţiunea supralărgită se continuă după ieşirea din curbă pe o lungime egală cu $2/3L$, iar racordarea cu lăţimea curentă $M$ a şenalului navigabil din aliniament se realizează păstrînd continuitatea malului exterior şi dînd o înclinare de 1/20 celui interior. În modul acesta supralărgirea se realizează în întregime spre malul convex, ceea ce îmbunătăţeşte vizibilitatea.

Între două curbe de sens contrar este necesar să se prevadă un aliniament cu o lungime de cel puțin 3 $L$.

**Caracteristicile de navigație ale fluviului Dunărea.** Conform recomandărilor Comisiei Dunării, în legătură cu șenalul și gabaritul de navigație pe acest fluviu se prevăd următoarele:

a) Etiajul navigabil și de regularizare pentru sectoarele în curent liber se calculează pentru sectorul amonte de Devin pe baza debitelor de apă iar pentru sectorul aval de Devin (provizoriu) pe baza nivelurilor de apă cu o asigurare de 94% observate în perioada anilor 1924 — 1960 (cu excepția anilor 1944 — 1945).

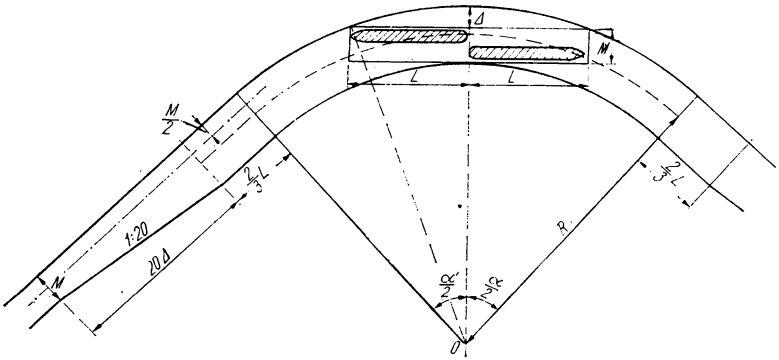



Fig. XVI.3. Supralărgiri în curbă.

În sectoarele amenajate în regim barat, nivelul minim de referință este nivelul minim de retenție al biefului respectiv sau cota minimă de exploatare (cota 0) a centralei hidroelectrice.

Aceste niveluri se iau în considerație pentru determinarea adîncimilor, lățimilor și razelor de curbură a șenalului navigabil, precum și a dimensiunilor de gabarit a diferitelor construcții hidrotehnice de pe Dunăre. Se exceptează gabaritele libere de sub poduri și înălțimile libere sub cablurile aeriene și de bac pentru care se iau în considerare nivelurile înalte navigabile.

b) Nivelurile înalte navigabile pentru sectoarele în curent liber se calculează cu asigurare de 1%, după aceeași metodă ca și etiajul navigabil și de regularizare.

În sectoarele amenajate în curent barat nivelul maxim de referință este nivelul maxim de retenție al biefului, respectiv cota maximă de exploatare a centralei hidroelectrice.

c) Adîncimile navigabile minime se iau pentru:

— prima etapă (înainte de canalizarea fluviului): sectorul Viena-Brăila (km 1924—170) 2,50 m, iar sectorul Brăila-Sulina (km 170—0) 24 picioare;

— a doua etapă (după canalizarea fluviului); sectorul Viena-Brăila 3,50 m iar sectorul Brăila-Sulina 24 picioare.

d) Lăţimile navigabile minime se iau pentru :

— prima etapă : sectorul Viena-Devin (km 1924—1880) 120 m în teren mobil, 100 m în terenuri foarte dificile şi 70 m în teren stîncos. Sectorul Devin-Gönyü (km 1880—1791) idem ca mai înainte : 150, 120 şi 100 m. Sectorul Gönyü-Ceatal Sf.Gheorghe (km 1791—63), cu excepţia sectorului Porţilor de Fier, idem ca mai înainte : 180, 150 şi 100 m; sectorul Ceatal Sf. Gheorghe- Sulina 60 m;

— a doua etapă : sectorul Viena-Gönyü 150 m; sectorul Gönyü-Ceatal Sf. Gheorghe (cu excepţia Porţilor de Fier) 180—200 m.

e) Razele de curbură minime (în axul şenalului) se iau pentru :

— prima etapă : sectorul Viena-Devin 800 m; sectorul Devin-Sulina (cu excepţia Porţilor de Fier) 750—1 000 m;

— a doua etapă : sectorul Viena-Devin 1 000 m; sectorul Devin-Sulina (cu excepţia Porţilor de Fier) 750 — 1 000 m.

f) La gabaritele navigabile sub poduri, lăţimea în sectorul de la confluenţa cu Drava-Brăila se ia 120—150 m; sectorul Brăila-Sulina 120—180 m. Înălţimea liberă : sectorul Viena-Brăila 9,50 — 10,00 m; sectorul Brăila-Sulina 38 m. Pe sectoarele canalizate Viena-Brăila 10 m, Brăila-Sulina 39 m.

g) Dimensiunile minime ale ecluzelor (lungimea utilă, lăţimea utilă şi adîncimile la prag) se iau astfel : sectorul Viena-Gönyü 230 × 24 — 4,50 m; sectorul Gönyü-Budapesta (260...310) ×(32...34)— 4,50 m; sectorul Budapesta-Brăila 310 × ×(32...34) —4,50 m.

h) Înălţimea liberă a cablurilor telefonice, telegrafice, a cablurilor de joasă tensiune şi a celor de bac : sectorul Regensburg-Brăila 16,50 m; sectorul Brăila-Sulina 45,00 m.

Înălţimea liberă a cablurilor de înaltă tensiune se ia în sectorul Regensburg-Brăila 19 m, iar în sectorul Brăila-Sulina 48 m.

## 1.3. CLASIFICAREA CĂILOR NAVIGABILE

Din punctul de vedere al transporturilor, apele pot fi navigabile sau flotabile (pentru plute, ambarcaţiuni uşoare de sport etc.).

Căile navigabile sînt naturale (rîuri, fluvii, lacuri) sau realizate integral prin mijloace tehnice, canale navigabile.

Din punctul de vedere al caracteristicilor şi importanţei lor în economia naţională, căile navigabile se împart în mai multe clase.

În R.S.R., STAS-ul 4723-61 prevede 4 clase de căi navigabile: magistrale (Dunărea), principale, secundare şi locale, în funcţie de deplasamentul maxim brut al vasului care poate naviga pe calea respectivă şi adîncimea şenalului navigabil.

În U.R.S.S. se prevăd 7 clase de căi navigabile în funcţie de adîncimea medie a şenalului navigabil (în timpul perioadei navigabile), adîncimea minimă, lăţimea minimă, lăţimea şi raza de curbură a acestuia precum şi de traficul minim în milioane tone pe kilometru de cale.

Pe căile navigabile din Europa occidentală s-au adoptat 6 clase, în funcţie de dimensiunile de gabarit ale şlepului maxim admis în circulaţie (tabelul XVI.2),

*Tabelul XVI.2*

**Clasificarea căilor navigabile**

| Clasa | Şlepul caracteristic | Caracteristicile şlepului | | | | | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Deplasament tf | *L* m | *B* m | *T* m | *A* m | |
| 1 | Peniche | 300 | 38,50 | 5,05 | 2,20 | 3,55 | Canalele vechi franceze |
| 2 | Kempener | 620 | 50,00 | 6,60 | 2,50 | 4,20 | Olanda şi Rhinul inferior |
| 3 | Dortmund-Ems | 1 000 | 67,00 | 8,20 | 2,50 | 3,95 | — |
| 4 | Rhin-Herne | 1 350 | 80,00 | 9,50 | 2,50 | 4,40 | Tipul cel mai răspindit |
| 5 | Rhin | 2 000 | 95,00 | 11,50 | 2,70 | 6,70 | — |
| 6 | Şlepuri şi barje de mare tonaj | 3 000 | 100,00 | 12,00 | 3,00 | 10,00 | Sectoare fluvial-maritime |

În funcţie de clasa de încadrare se fixează şi diferiţi parametri de construcţie şi exploatare (asigurările de calcul şi verificare ale nivelurilor, coeficienţii de siguranţă, dotări etc.).

## 1.4. ÎNTREŢINERE ŞI SEMNALIZARE

Pentru asigurarea lăţimii şi adîncimii navigabile a şenalului sînt necesare, în special la ape mici, lucrări importante de dragaj. De asemenea şenalul trebuie deblocat de navele eşuate sau scufundate (ranfluări şi salvări de nave), precum şi de orice obstacol care-l poate obstrua.

În principiu, semnalizarea şenalului trebuie să marcheze : limitele, direcţia şi adîncimea acestuia precum şi toate obstacolele şi construcţiile din imediata sa vecinătate. Semnalizarea poate fi numai de zi (căi navigabile secundare) sau continuă (de zi şi de noapte). După destinaţia lor, semnalele pot fi : indicatoare, acoperitoare sau de interdicţie, prevestitoare sau de avizare. După amplasament semnalizarea poate fi costieră sau plutitoare. Pentru semnalizarea costieră se utilizează faruri, staţii semaforice, balize etc. ; pe apă, scondrii de semnalizare (piloţi), geamanduri, staţii plutitoare (nave) de semnalizare. Pentru semnalizarea de noapte şi de ceaţă, pe căile interioare se utilizează instalaţii luminoase şi sonore (faruri, geamanduri, vibratori şi sirene) ; pentru căile maritime s-au răspîndit în ultimul timp instalaţiile cu unde electromagnetice (radar etc.).

Semnalizarea şenalelor navigabile pe căile interioare de apă se face în toate ţările după principii asemănătoare dar nu identice. Pînă în prezent s-a ajuns la unele reglementări internaţionale pentru cîteva din marile căi navigabile (de exemplu pe Rhin); de asemenea, pe Dunăre s-a adoptat, din anul 1955, un sistem uniform de semnalizare elaborat de Comisia Dunării, care se aplică de la Regensburg pînă la mare. Această Comisie corelează condiţiile de navigaţie pe sectorul respectiv şi poate face recomandări pentru exploatare şi construcţii noi. În cadrul subcomitetului pentru căile internaţionale de comunicaţie pe lîngă O.N.U., este în curs un studiu pentru unificarea tuturor sistemelor de semnalizare de pe căile navigabile interioare.

Pe întreg sectorul Dunării inferioare cuprins între Baziaş şi mare, întreţinerea şi semnalizarea şenalului navigabil se face de către Republica Socialistă România, printr-un serviciu special cu sediul în portul Giurgiu. Condiţiile de navigaţie în zona Porţilor de Fier sînt asigurate de o administraţie mixtă româno-jugoslavă.

•

# 2. NAVE FLUVIALE ŞI MARITIME

## 2.1. CARACTERISTICILE GEOMETRICE ŞI CAPACITATEA DE TRANSPORT

Pentru definirea formei corpului navei se utilizează trei plane de referinţă principale: un plan vertical care intersectează nava după axa prova-pupa-planul diametral, un plan vertical perpendicular pe primul la jumătatea lungimii navei-planul cuplei maestre şi un plan orizontal la nivelul suprafeţei apei (nava cu încărcătură maximă normală), planul de plutire.

Dacă se intersectează corpul navei cu o serie de plane paralele cu acestea se obţine planul de forme al navei (fig. XVI.4).

Caracteristicile navelor sînt:

— lungimea între perpendiculare $L_p$ care este lungimea navei cuprinsă între perpendicularele ridicate în punctele de intersecţie ale planului de plutire cu corpul navei, în planul diametral. Lungimea maximă $L_{max}$ sau lungimea de gabarit se măsoară între perpendicularele extreme;

— lăţimea $B$ a navei, care este lăţimea cuplei maestre la linia de plutire. Lăţimea de gabarit este lăţimea maximă a navei;

— pescajul $T$, care se măsoară în planul cuplei maestre, de la linia de plutire la marginea inferioară a carenei. În afară de acest pescaj de referinţă se mai înregistrează pescajul prorei $T_{pr}$ şi cel al pupei $T_p$; de asemenea, pescajul navei încărcate $T_{max}$ şi cel al navei fără încărcămîntul util $T_0$. Dacă $T_{pr} = T_p$ nava pluteşte în asietă (carenă) dreaptă. În caz contrar nava este aprovată $T_{pr} > T_p$ sau apupată $T_{pr} < T_p$;

— înălţimea bordului (la nivelul primei punţi etanşe şi în planul cuplei maestre) deasupra liniei de plutire a navei cu încărcămînt maxim normal, care se numeşte franc-

bord. Normele de navigaţie prescriu valorile minime ale francbordului pentru fiecare tip de navă;

— deplasamentul $D$ al navei, care este greutatea volumului de apă dislocuit, în tf. Se deosebesc: deplasamentul navei goale şi deplasamentul navei încărcate. Capacitatea netă de încărcare este diferenţa între cele două deplasamente.

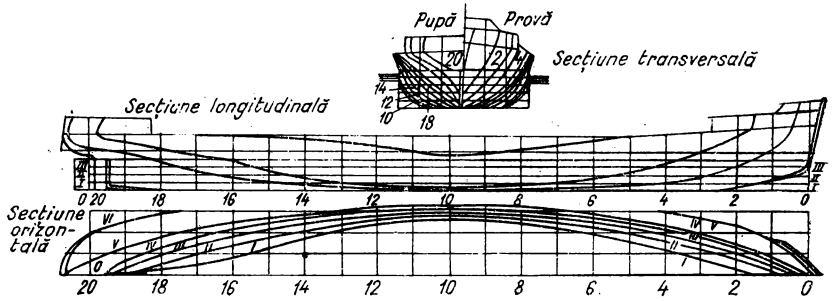



Fig. XVI.4. Planul de forme al unei nave de pasageri (cu elice).

La navele maritime, în afară de deplasamentul exprimat în tone forţă se ia în consideraţie şi tonajul exprimat în tone registru (1 TR = 100 picioare cubice = 2,830 m³). Tonajul registru brut TRB reprezintă volumul total al spaţiilor închise între corp şi punţile etanşe ale navei. Tonajul registru net TRN se obţine scăzînd din cel brut spaţiile ocupate de maşini, culoare etc. şi reprezintă spaţiul efectiv în care se poate încărca marfa (inclusiv spaţiile pentru pasageri).

Tonajul navelor maritime exprimat în tone — deadwight (TDw) reprezintă capacitatea de încărcare brută, în tf, a navei (marfă, combustibil, apă, provizii etc.).

Tipul navei, în ceea ce priveşte supleţea corpului, se defineşte prin coeficienţii de formă (plenitudine) ai suprafeţei de plutire, ai cuplei maestre, de volum:

$$\alpha = \frac{S}{BL}; \beta = \frac{\omega}{BT}; \delta = \frac{V}{BLT},$$

în care: $S$ este suprafaţa de plutire;

$\omega$ — suprafaţa cuplei maestre;

$V$ — volumul corpului navei pînă la linia de plutire.

## 2.2. REZISTENŢA DE ÎNAINTARE

Pe întinderi de ape foarte mari şi adînci, fără curenţi şi valuri, rezistenţa de înaintare a unei nave fluviale care se deplasează cu viteze $v$ este dată de expresia:

$$R_0 = m\,Av^{1,83} + \delta\,\varphi\,\omega\,v^{1,7+0,15\,v} \qquad [\text{kgf}],$$

în care : $\omega$, $A$ este suprafaţa cuplei maestre, respectiv suprafaţa muiată a navei, în m²;
$\varphi$ — coeficientul de rezistenţă turbionară variind între 7 şi 10,50;
$m$ — coeficientul de frecare dinamică; $m = 0{,}17$ pentru nave metalice şi $m = 0{,}23 \ldots 0{,}25$ pentru nave de lemn;
$\delta$ — coeficientul de formă.

Primul termen al expresiei de mai înainte reprezintă rezistenţa de formă sau rezistenţa turbionară, iar termenul al doilea rezistenţa de frecare. Pentru viteze mici predomină rezistenţele de frecare.

În canale cu secţiunea muiată $\Omega$, rezistenţele cresc cu valorile coeficientului $n = \frac{\Omega}{\omega}$. Din punct de vedere tehnico-economic, raportul $n \geqslant 4$. Rezistenţele la înaintare se calculează înlocuind în expresia $R$ viteza $v$ cu viteza convenţională $v' = v \frac{\Omega}{\Omega - \omega} = v \frac{n}{n-1}$. Rezultate suficient de exacte se obţin dacă se înmulţeşte valoarea $R$ cu $\left(\frac{n}{n-1}\right)^2$.

În cazul unui curent cu viteza $u$, trebuie introdusă în calcul viteza relativă $v_1 = v \pm u$. Dacă suprafaţa liberă a rîului are o pantă apreciabilă $\mathfrak{I}$ la rezistenţa calculată conform celor de mai înainte trebuie adăugată forţa $F = D\,\mathfrak{I}$ ($D$ fiind deplasamentul navei, în tf).

Rezistenţe sporite la înaintare apar chiar în cazul unor suprafeţe foarte mari, însă a unor rezerve mici de adîncime sub chila navei.

Dacă vitezele de înaintare într-un canal cresc peste o anumită valoare $v_{max} = 0{,}55 \sqrt{\frac{\Omega - \omega}{p}}$ ($p$ fiind perimetrul udat al canalului), se produc unde de însoţire de înălţime mare şi rezistenţele cresc foarte mult.

Puterea indicată la axul maşinilor remorcherului se poate calcula cu relaţia :

$$P_i = \frac{1{,}10\, R_c\, v}{75\, \eta_t\, \eta_p} \text{ [CP]},$$

în care : $R_c$ este rezistenţa la înaintare a convoiului la cîrligul de remorcă;
$\eta_t$, $\eta_p$ — randamentul transmisiei mecanice, respectiv a propulsorului. Cu valorile uzuale ale lui $\eta_t$ şi $\eta_p$ se obţine aproximativ

$$P_i = \left(\frac{1}{10} \ldots \frac{1}{15}\right) R_c.$$

## 2.3. FORMAREA CONVOAIELOR

Forma convoaielor este diferită după cum navigaţia se face spre amonte sau aval (fig. XVI.5). Spre amonte se utilizează formaţiile în filă simplă, filă dublă, filă simplă-dană dublă (filă de cîte două nave alăturate), filă dublă-dană dublă etc. Spre aval şlepurile se grupează mai strîns pentru a utiliza mai bine şi forţa de împingere a curentului

(formații în pachet). Formația tip renan are avantajul că permite detașarea șlepurilor din convoi chiar în timpul mersului.

Pe marile fluvii Mississippi, Volga, Rhin, Dunăre, mișcarea convoaielor se face și prin împingere. Nava împingătoare este fixată în spatele convoiului, alcătuit din șlepuri așezate în pachet, unele lîngă altele. Legătura între șlepuri poate să fie rigidă sau elastică. S-au utilizat cu bune rezultate șlepuri cu forme simple paralelipipedice, teșite la capete și prevăzute cu tampoane (barje). Asemenea șlepuri nepuntate, deservesc în foarte bune

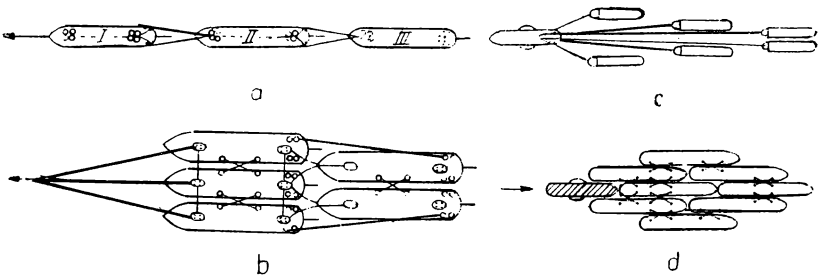



Fig. XVI.5. Alcătuirea convoaielor :

*a* — în filă simplă ; *b* — în pachet ; *c* — sistem renan ; *d* — pentru împingere.

condiții și transportul mărfurilor în conteinere. Convoaiele integrale alcătuite din șlepuri de tip special menționate ajung la capacități foarte mari (20 000 — 30 000 tf). Se obțin rezistențe la înaintare reduse cu circa 20 % față de convoaiele remorcate, iar personalul utilizat este mai puțin numeros.

Rezistența la înaintare a unui convoi este de obicei diferită de suma rezistențelor $R_s$ a șlepurilor care-l alcătuiesc : $R_c = K \Sigma R_s$. Eficiența alcătuirii unui convoi se apreciază după valoarea coeficientului $K$. La convoaiele mari împinse, valoarea coeficientului $K$ scade pînă la $K = 0{,}65 \ldots 0{,}70$.

## 3. CANALIZAREA CURSURILOR DE APĂ

### 3.1. METODE ȘI CONSIDERAȚII TEHNICO-ECONOMICE

Canalizarea cursurilor de apă (amenajarea în regim barat) presupune construirea de-a curmezișul albiei, în amplasamente convenabile, a unui complex de lucrări hidrotehnice (baraje, centrale hidrotehnice, ecluze etc.), care transformă scurgerea naturală cu pantă continuă, într-o scurgere în trepte. Sectorul de rîu cuprins între două trepte de cădere succesive se numește bief.

Canalizarea cursurilor de apă se poate face în diferite scopuri : energetice, de navigație, irigații, alimentări cu apă etc. Majoritatea marilor lucrări de amenajare în regim barat se realizează însă pentru folosințe complexe.

Prin canalizare, pentru navigație, se obțin următoarele avantaje :

— sporirea apreciabilă a gabaritului de navigație (muiat) și în special a adîncimilor de toată întinderea biefului amonte ;

— micșorarea și uniformizarea vitezelor și pantelor de scurgere prin concentrarea acestora în căderea de la baraj.

Dintre dificultăți se pot cita : limitarea capacității de trafic a rîului, lungirea duratei de parcurs a navelor (circa 30 — 60 min la fiecare treaptă) și taxele suplimentare care trebuie plătite la trecerea prin ecluze. Prin crearea în spatele barajului a unor mari lacuri, adevărate mări interioare, condițiile de navigație pe timp de furtună devin mai grele din cauza valurilor formate. Din această cauză, în unele cazuri, a fost necesară construirea unei noi flote comerciale corespunzătoare și consolidarea navelor în serviciu.

Dacă înălțimea de retenție este importantă (adesea mult peste nivelul apelor mari cu asigurarea de 1 % — 1 ‰ din regim natural), apărarea regiunilor învecinate împotriva inundațiilor necesită lucrări mari de îndiguire, eventual și de drenaj și desecare datorită ridicării nivelului pînzei freatice. În unele cazuri (lacul Kuibîșev de pe Volga) au fost necesare importante dezafectări și strămutări de populație.

Pentru evitarea inundațiilor, pe rîurile cu trafic redus și trepte de cădere mică, se pot utiliza stăvilare rabatabile, eventual demontabile (cu clape, cu fermeți și ace etc.). La apele mari, stăvilarele se înlătură lăsînd secțiunea de scurgere complet liberă, iar navele pot trece direct, evitînd ecluza.

Sporirea importantă a adîncimilor și lucrărilor transversale executate în albie pot influența fauna piscicolă (condiții de dezvoltare, migrare). În bieful amonte pot apare înnămoliri puternice, în cel aval eroziuni.

Undele produse de variațiile debitului centralelor hidroelectrice stînjenesc navigația. De aceea ele trebuie limitate în așa fel ca vitezele longitudinale să nu depășească 1,50—2,00 m/s, iar cele transversale, 0,25 — 0,40 m/s. Se prevăd descărcători care se deschid automat la oprirea turbinelor și se limitează viteza de manevră a stavilelor barajului.

În fine, mai trebuie menționat și faptul că amenajarea rîurilor în regim barat necesită de obicei un efort tehnico-economic important.

Avantajele de ansamblu care rezultă pentru economia națională (mai ales în cazul unor amenajări pentru folosințe complexe) sînt însă atît de mari încît în momentul de față aproape toate marile fluvii și rîuri sînt în curs de amenajare în regim barat.

### 3.2. ÎMPĂRȚIREA ÎN BIEFURI

Lungimea biefurilor se determină în funcție de diferiți factori tehnico-economici dintre care cei mai importanți sînt cei legați de cădere, niveluri și de condițiile de scurgere a debitului lichid și solid în bief.

Tendința actuală este de a micșora numărul biefurilor și a mări căderile, mai ales pentru a spori eficiența amenajărilor hidroenergetice.

Condiția de bază pentru navigație este obținerea adîncimilor navigabile minime necesare $T$. Dacă $H$ este căderea la baraj, $h$ — adîncimea minimă a rîului înainte de canalizare, $L$ — lungimea biefului, $I$ — panta medie a fundului și suprafeței libere în regim natural și dacă se neglijează suprainălțarea $z$ datorită remuului, din fig. XVI.6, rezultă

$$L = \frac{H + h - T}{I}.$$

Cîteodată, pentru a nu mări prea mult căderea, adîncimile navigabile spre capătul amonte al biefului se obțin prin dragaj (canalizare parțială). În acest caz, între căderea $H$,

$l_3$ — lungimea amenajată în curent liber, $l_1$ — lungimea canalizată și $h_1$ — adîncimea maximă de dragaj există relația

$$H - h_1 = \beta (l_2 - l_3).$$

Valorile optime ale parametrilor de mai înainte se determină pe baza unui studiu tehnico-economic.

Pentru a se evita aglomerarea la ecluză, bieful trebuie să fie suficient de lung pentru ca timpul necesar parcurgerii lui de nave să fie mai mare decît timpul de ecluzare.

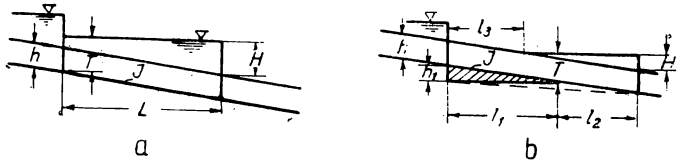



Fig. XVI.6. Împărțirea în biefuri :
*a* — canalizare totală ; *b* — canalizare parțială.

## 4. NODURI HIDROTEHNICE

Construcțiile hidrotehnice pentru amenajarea unui rîu în curent barat, în scopul unor anumite folosințe, se grupează mai multe la un loc în aceeași secțiune transversală, formînd un complex, o amenajare sau un nod hidrotehnic (hidraulic).

După scopul principal al amenajării, nodurile hidrotehnice pot fi :

— energetice, cu construcția specifică centrala hidroelectrică ;

— de navigație sau plutărit, cu construcția specifică ecluza, respectiv canalele de plutire pentru plute și bușteni ;

— de captare a apei în diferite scopuri : energetice, pentru alimentarea cu apă, irigații, piscicultură etc. ; construcția caracteristică în acest caz este priza de apă ;

— pentru regularizarea debitelor și atenuarea viiturilor, prin realizarea de lacuri de acumulare, construcția caracteristică fiind barajul.

Pentru folosirea complexă a resurselor hidraulice ale rîului, în nodurile hidraulice se grupează de cele mai multe ori, două sau mai multe din construcțiile hidrotehnice caracteristice enumerate mai înainte. Se întîlnesc astfel frecvent noduri energetice și de navigație, energetice și de captare etc.

Pe lîngă construcțiile hidrotehnice principale, în alcătuirea nodurilor se mai întîlnesc : descărcători de apă (deversori, goliri de fund), instalații de reținere și evacuare a gheții, de spălare a aluvilunilor, lucrări de regularizare (diguri, apărări de mal, epiuri etc.), scări de pești, canae de plutire pentru lemnărie, eventual pentru ghețuri etc.

Peste nodurile hidrotehnice se obișnuiește, în majoritatea cazurilor, să se construiască poduri de șosea și cale ferată, folosindu-se ca infrastructură unele din construcțiile principale ale nodului.

Principiile alcătuirii nodurilor hidrotehnice sînt următoarele :

— dispozitivul de ansamblu trebuie să asigure, în cele mai bune condiții, scurgerea apelor mari, a debitului solid și a ghețurilor, atît în timpul exploatării cît și a execuției ;

— fiecare construcție trebuie să fie așezată în cel mai bun loc, în raport cu funcția pe care trebuie să o îndeplinească;

— construcțiile cu funcții diferite (de navigație, energetice etc.) trebuie să fie așezate în așa fel încît în îndeplinirea funcțiilor lor să nu provoace dificultăți funcționării construcțiilor vecine;

— alcătuirea nodului trebuie să fie cît mai compactă astfel ca volumul și costul lucrărilor să fie cît mai redus, iar condițiile de exploatare, întreținere și execuție să fie optime (fig. XVI.7).

Pentru scurgerea gheților este necesar să se asigure posibilități de deversare (evacuare) pe o lungime de circa 40% din lățimea totală a frontului. Deoarece vitezele de antrenare a sloiurilor sînt de obicei mai mari ca 1 m/s, consumul de apă pentru evacuarea lor este important. Conform experienței de exploatare a unor noduri hidrotehnice, pe Dunărea superioară, sînt necesari circa 10 — 20 $m^3/1m^2$ suprafață cu ghiață. Pe rîurile mari se recomandă ca deschiderile de evacuare să aibă cel puțin 20 m lățime, cu toate că așa cum a arătat experiența, datorită acțiunii de dislocare a avant-becurilor pilelor, scurgerea sloiurilor se poate face și prin deschideri de 10 m lățime. În cazul marilor lacuri de acumulare, pentru economia de apă, se preferă înmagazinarea întregii cantități de ghiață în bieful amonte.

Din punctul de vedere al căderii, nodurile hidraulice pot fi de cădere joasă (pînă la 10 — 12 m), de cădere mijlocie (între 12 și 40 m), de mare cădere (peste 40 m).

Nodurile hidroenergetice și de navigație de cădere mică se dezvoltă de obicei în cuprinsul albiei principale. Așezarea barajului în mijlocul albiei oferă în majoritatea cazu-

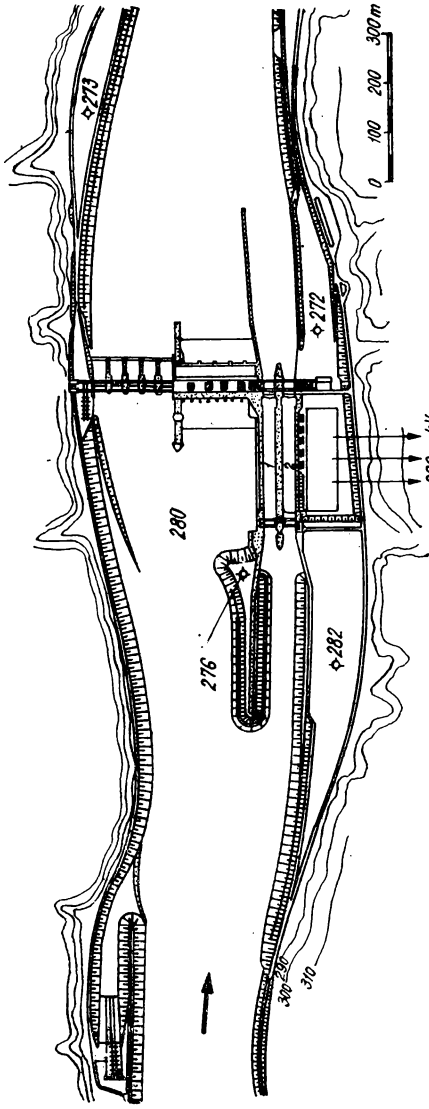



Fig. XVI.7. Nodul hidrotehnic de la Aschach (Dunăre km 2 060), cu cădere 15 m.

rilor condiții optime pentru scurgerea debitului lichid și solid și a ghețurilor. Ecluza și centrala hidroelectrică se pot amplasa fiecare pe un mal, ceea ce asigură funcționarea lor îndelungată, fără influențe reciproce. Pentru ecluză se alege malul spre care se pot realiza în cele mai bune condiții cerințele navigației, în special adîncimile navigabile la trecerea în bieful inferior. Se evită malurile concave, puternic atacate de ghețuri și curenți.

Dacă ecluza și centrala hidroelectrică se grupează la un loc, către unul din maluri, ecluza se așază în imediata vecinătate a acestuia. Ecluza este mai adăpostită de curenții transversali iar accesul personalului de exploatare se face mai ușor. O izolare mai bună a ecluzei se poate obține dacă între aceasta și centrala hidroelectrică se lasă o mică insulă ( fig. XVI.7).

Cînd malurile nu aparțin aceluiași stat, nodul hidraulic poate avea o alcătuire simetrică : barajul la mijloc și spre fiecare mal cîte o ecluză și centrală hidroelectrică (nodul hidraulic hidroenergetic și de navigație de la Porțile de Fier, fig. XVI.8).

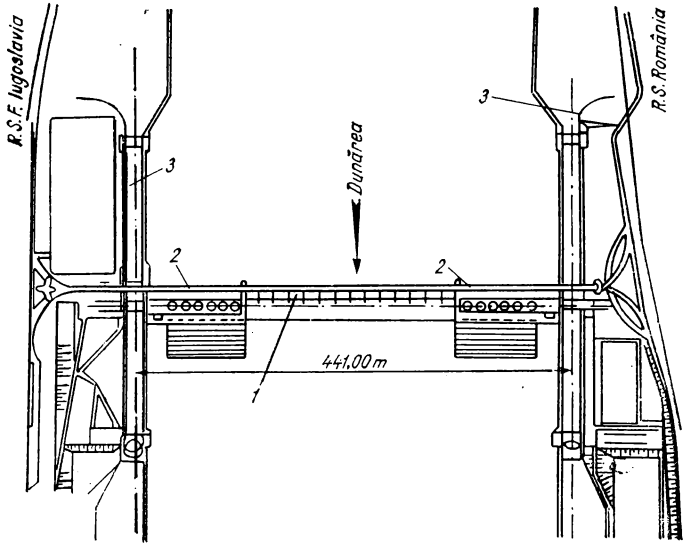



Fig. XVI.8. Nodul hidrotehnic de la Porțile de Fier.
*1* — baraj; *2* — centrale hidroelectrice; *3* — ecluze.

Dacă lățimea albiei este insuficientă, barajul poate avea un traseu curb pentru a mări frontul de deversare ; de asemenea centrala hidroelectrică poate fi așezată înclinat sau în lungul rîului. Dispoziția nu este recomandabilă din cauza curenților transversali puternici care se formează (fig. XVI.9).

Față de linia retenției, ecluza poate fi amplasată în bieful amonte, în bieful aval sau într-o poziție intermediară. În bieful amonte, din cauza înălțimii mari de apă, sub-

presiunile pe radierul ecluzei sînt puternice şi condiţiile de execuţie şi întreţinere în general sînt mai grele. Fiind situat mai departe de baraj şi centrală, digul portului de aşteptare amonte poate fi mai scurt; în schimb digul portului aval rezultă mai lung şi mai puternic; digurile uşoare, permeabile (tip estacadă) nu mai pot fi utilizate din cauza curenţilor transversali puternici. Unele avantaje rezultă însă pentru traversările cu poduri care, dacă se fac peste capătul aval al ecluzei, pot fi mai puţin înalte.

Amplasarea ecluzei în bieful aval elimină unele din inconvenientele arătate mai înainte şi este în general mai des întîlnită. În cazul ecluzelor în trepte, construcţia se dezvoltă de obicei pe lungimi egale, atît în bieful amonte cît şi în cel aval.

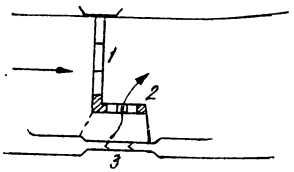



Fig. XVI.9. Nod hidraulic cu centrala paralelă cu curentul:
*1* – baraj; *2* – centrală hidroelectrică; *3* – ecluză.

Nodurile hidroenergetice şi de navigaţie de cădere mijlocie şi mare, afară de cazul unor condiţii locale speciale (defileuri stîncoase etc.), depăşesc de obicei ampriza albiei principale şi se întind pe lungimi mari şi în cuprinsul albiei majore. De această situaţie se poate profita pentru devierea apelor şi executarea unora din construcţiile nodului la uscat, în albia majoră, aşa cum s-a făcut de exemplu la nodul de la Kuibîşev de pe Volga. Aici, ecluzele au fost eşalonate în lungime fiind despărţite printr-un scurt bief intermediar creat artificial prin diguri. În acest fel, exploatarea este mai elastică şi capacitatea lor de trecere apreciabil sporită (fig. XVI.10).

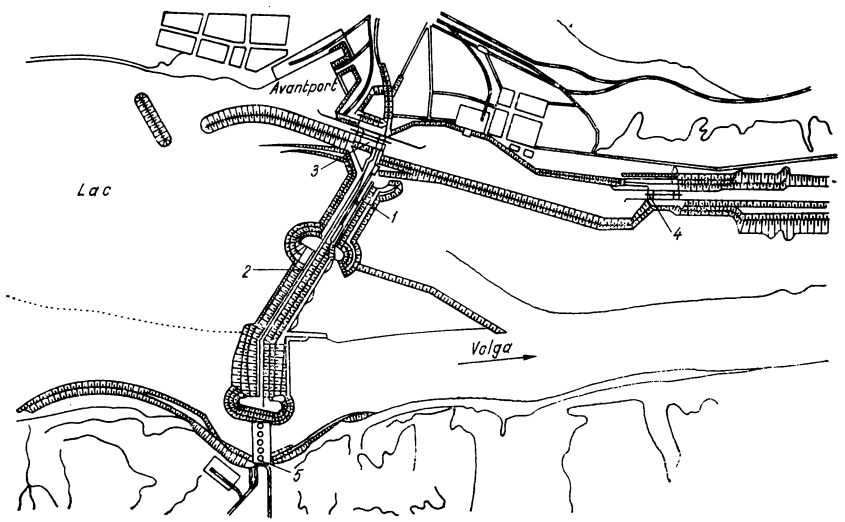



Fig. XVI.10. Nodul hidraulic de la Kuibîşev (Volga):
*1* – baraj deversor; *2* – baraj de pămînt; *3* – ecluză superioară; *4* – ecluză inferioară; *5* – centrală hidroelectrică.

Același avantaj se poate obține dacă construcția (de obicei ecluza) se așază pe un scurt canal de derivație. În acest caz, ecluza este complet ferită și de curenții transversali (fig. XVI.11).

Variantele principale ale nodurilor hidrotehnice se verifică pe modele hidraulice de ansamblu, avînd scara 1: 80 — 1: 200. Pe acestea se reproduc diferite situații de exploa-

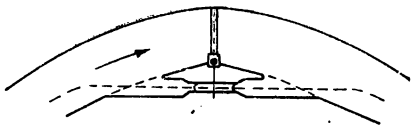


Fig. XVI.11. Ecluză așezată într-un scurt canal de derivație.

tare, analizîndu-se comportarea fiecărui uvraj. Pentru diferite debite evacuate prin deversor și centrală se verifică vitezele, direcția curenților și mărimea valurilor în zona de intrare a navelor în porturile de așteptare. Uneori s-a studiat navigația în zona nodului prin modele de convoaie teleghidate.

Pe aceleași modele se pot verifica tendințele de colmatare la intrarea în porturile de așteptare, modificările morfologice din aval care ar putea necesita schimbarea șenalului navigabil, eroziunile produse de funcționarea descărcătorilor în aval de disipatorii de energie și de portul de așteptare aval, evacuarea gheșurilor etc. După ce se adoptă o anumită variantă, cu ajutorul încercărilor pe model, se pot studia manevrele optime ale descărcătorilor, făcîndu-se recomandări pentru exploatare.

Sînt unele probleme care se rezolvă mai greu prin încercările pe modele și pentru care sînt necesare calcule hidraulice cu calculatoarele electronice. Între acestea este verificarea variației de niveluri în bieful aval în mișcare nepermanentă și stabilirea unui mod de funcționare al turbinelor, care să asigure adîncimile navigabile. Pe rîurile cu aport mare de debite solide se fac calcule pentru stabilirea duratei de colmatare a biefului amonte și a consumului de apă necesar pentru spălarea depunerilor.

## 5. CANALE NAVIGABILE

### 5.1. GENERALITĂȚI

Canalele navigabile sînt căi de comunicație pe apă, create în întregime cu mijloace tehnice. Ele leagă centrele importante populate, centrele industriale sau producătoare de materii prime, cu marile artere navigabile; eventual leagă două mari căi navigabile interioare sau două mări sau oceane (canale maritime).

Canalele navigabile contribuie la dezvoltarea economică a regiunilor pe care le străbat, la înfrumusețarea peisajului și fac parte integrantă din planul de amenajare complexă a apelor.

Vitezele de scurgere în canalele navigabile sînt foarte mici, corespunzătoare debitului necesar pentru salubrizare şi acoperirea pierderilor proprii de apă. În unele cazuri, pe canalele navigabile se transportă şi mici cantităţi de apă pentru irigaţii, alimentări etc. Vitezele se limitează în acest caz la 0,50 m/s. Navigaţia se face practic în apă staţionară şi în condiţii egale spre amonte şi aval, iar greutăţile care rezultă din scurgerea apelor mari a debitelor solide şi a gheţurilor sînt eliminate.

În schimb, datorită secţiunii reduse a canalului rezistenţele de înaintare a navelor cresc iar convoaiele admise în circulaţie suferă restricţii importante atît în ceea ce priveşte forma cît şi capacitatea de transport. Consumul de apă al canalelor navigabile este apreciabil şi acoperirea lui întîmpină în majoritatea cazurilor greutăţi. Datorită apei staţionare, perioada de îngheţ este mai mare decît pe cursurile de apă naturale şi îndepărtarea sloiurilor nu este practic posibilă. În fine, canalele navigabile necesită scoaterea unor importante suprafeţe de teren din circuitul agricol.

## 5.2. TRASEUL, PROFILUL LONGITUDINAL ŞI SECŢIUNILE TRANSVERSALE

În principiu, traseul trebuie să se apropie cît mai mult de o linie dreaptă, căci orice ocol înseamnă pentru navigaţie pierdere de timp şi micşorarea capacităţii de transport. Practic sînt hotărîtoare : relieful terenului, limita economică a debleelor şi rambleelor, densitatea şi valoarea construcţiilor pe terenurile străbătute, valoarea şi productivitatea terenului, importanţa pentru trafic a localităţilor şi industriilor aflate în cale, poziţia în înălţime a cursurilor de apă şi a căilor de comunicaţie cu care se face o încrucişare, posibilităţile de alimentare cu apă a canalului etc. Porţiunile prea lungi în aliniament trebuie evitate întrucît pe ele se pot produce valuri mari şi sînt obositoare pentru cîrmaci care pot pierde controlul asupra navei. La aprecierea limitei economice între ramblee şi deblee trebuie avute în vedere natura terenului, cheltuielile suplimentare pentru etanşare precum şi riscurile prăbuşirii rambleelor înalte, datorită infiltraţiei apei din canal, alunecărilor, cutremurelor etc.

Normele pentru determinarea razelor minime de curbură, a supralărgirilor în curbă etc. sînt aceleaşi ca cele indicate pentru şenalul navigabil.

Profilul în lung trebuie să urmărească cît mai de aproape linia terenului natural. Pentru evitarea pierderilor de apă este indicat ca nivelul apei din canal să se găsească cu circa 0,50 m sub nivelul normal al apelor subterane. Această diferenţă de nivel ţine seama de valuri, remuul provocat de alimentarea ecluzei şi posibilitatea ridicării nivelului în bief. Dacă diferenţa este mai mare, în terenurile permeabile există pericolul coborîrii nivelului apelor freatice, ceea ce poate aduce prejudicii agriculturii. De asemenea trebuie luate în considerare consecinţele interceptării stratului subteran de apă de secţiunea canalului şi a eventualelor impermeabilizări necesare (calitatea apei, întreruperea curentului subteran etc.).

În ansamblu, profilul în lung este alcătuit dintr-o serie de biefuri în trepte. Este indicat să se urmărească concentrarea căderilor şi dacă este posibil egalizarea lor în vederea tipizării construcţiilor nodurilor.

Profilul în lung trebuie să asigure scurgerea apelor din canal. Nu sînt recomandabile coborîrile şi ridicările succesive care formează biefuri înfundate. Trecerea văilor cu ramblee înalte şi poduri-canal sau a înălţimilor mari prin tunele navigabile nu trebuie acceptate decît în urma unui atent studiu tehnico-economic, a tuturor variantelor practic posibile. Secţiunea transversală curentă a canalelor navigabile este de formă parabolică. La traversările cu poduri, în oraşe, pentru micşorarea amprizei secţiunea poate fi dreptun-

ghiulară (cu cheuri verticale) ; de asemenea această formă se poate realiza în terenuri stîncoase. Forma trapezoidală în rocile moi evoluează tot spre forma parabolică (fig. XVI.12 şi XVI.13).

Raportul între secţiunea muiată a canalului şi suprafaţa cuplei maestre $n = \frac{\Omega}{\omega} \geqslant 3{,}50$ pentru canale secundare cu un singur fir de circulaţie, $n = 5$ pentru canale cu circulaţia în ambele sensuri cu viteze de circa 6 km /h şi $n = 5{,}50 \ldots 6{,}00$ pentru viteze mai mari. În prezenţa unui curent în canal cu o viteză de circa 0,50 m/s, $n = 7{,}00$.

Pentru suprafeţe muiate echivalente, aceleaşi viteze şi aceeaşi forţă de tracţiune, vitezele într-un canal cu secţiune trapezoidală sînt cu circa 6,50% mai mari decît într-unul cu secţiune dreptunghiulară; pentru secţiunea parabolică acest spor este de circa 1,50%.

Secţiunea transversală a canalului trebuie să permită înscrierea gabaritului de navigaţie. Distanţa de gardă $d = 2 \ldots 3$ m; rezerva pilotului $r$ poate fi determinată din relaţia $v = \frac{2{,}50}{\delta}\sqrt{r}$, în care $v$ este viteza de circulaţie, $\delta$ — coeficientul de plenitudine al corpului navei. Forma secţiunei se determină conform indicaţiilor din fig.XVI.12. Înclinarea taluzurilor în vecinătatea suprafeţei apei nu trebuie să fie mai mare ca 1 :3 sau 1 :2,50. Aceeaşi înclinare redusă este necesar să se dea şi stratului de etanşare alcătuit din argilă nisipoasă pentru ca stratul de protecţie de deasupra acestuia să nu alunece. Grosimea stratului de etanşare 0,30...0,40...0,60 m pentru diferenţe de nivel între apa din canal şi pînza freatică $\Delta h \leqslant 1$m, $\Delta h \leqslant 3$m, $\Delta h > 3$m. Grosimea stratului de protecţie 0,80 — 1,00 m.

Pentru etanşare se mai utilizează şi alte procedee : colmatare cu particule fine de argilă transportată de curenţi ($v < 0{,}10$ cm/s), amestecarea pămîntului cu ciment portland (10 — 16%), cu ciment (6%) şi bitum (1,5%), cu diferite substanţe chimice (silicaţi,

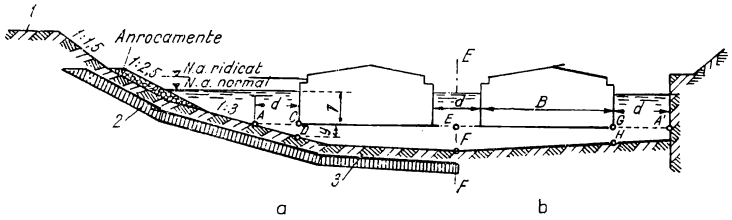



Fig. XVI.12. Secţiune transversală tip printr-un canal navigabil :
*a* — secţiune transversală de formă parabolică; *b* — secţiune dreptunghiulară; *1* — drum de halaj; *2* — strat de etanşare; *3* — strat de protecţie.

amestecuri de $CaCl_2$ şi NaCl) etc. Amestecul se face cu procedee mecanizate obţinîndu-se un strat de etanşare de circa 15 cm grosime care se întinde şi se cilindrează. Coeficientul de permeabilitate al stratului etanş este de 10 — 20 ori mai redus decît al terenului natural. Stratul etanş astfel obţinut trebuie protejat ca şi cel din argilă nisipoasă.

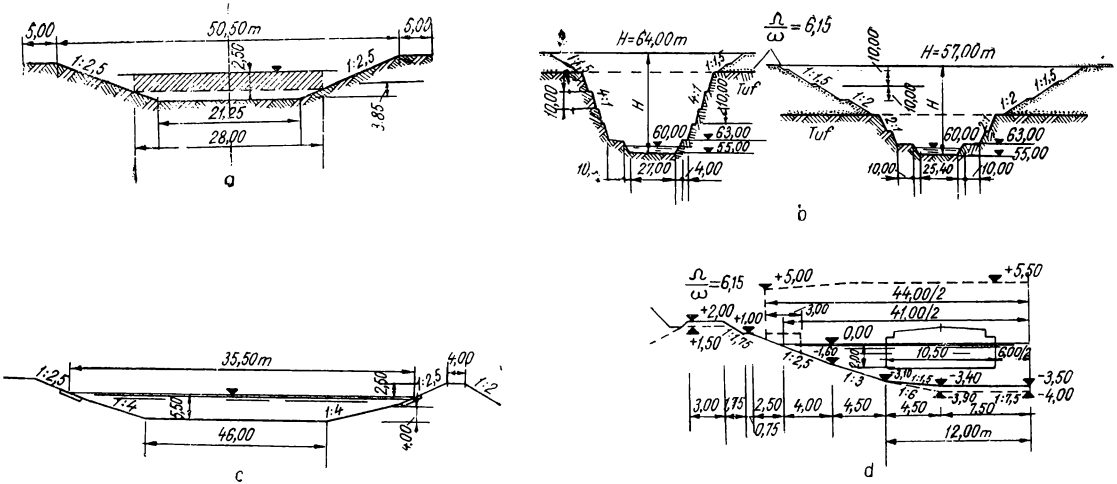



Fig. XVI.13. Secțiuni transversale prin diferite canale navigabile :

*a* – canalul Charleroi-Bruxelles ; *b* – canalul Albert (Belgia) ; *c* – canalul Moscova-Volga ; *d* – canalul Oder-Dunăre (proiect).

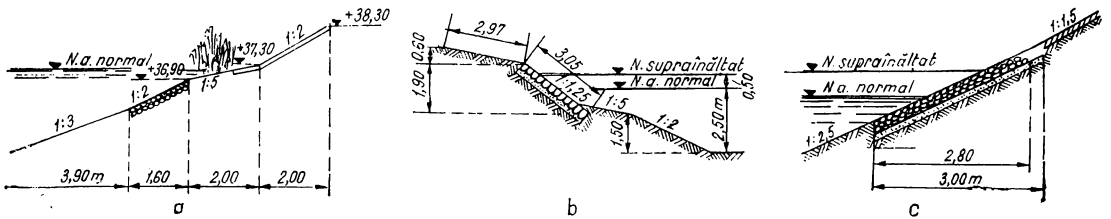



Fig. XVI.14. Tipuri de apărări de mal pe canale navigabile.

Apărarea taluzurilor canalului se face numai pe o fişie situată la un metru deasupra şi dedesubtul nivelului normal al apei. Apărările de mal se realizează din anrocamente aruncate, pereuri, plăci de beton sau asfaltice, saltele asfaltice armate cu fire de oţel sau din materiale plastice (fig. XVI.14, XVI.15 şi XVI.16).

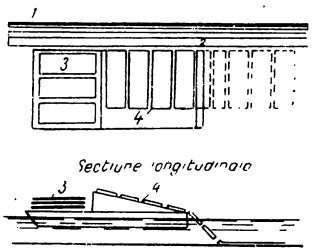
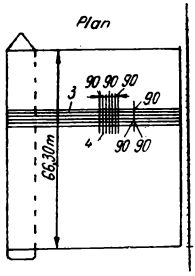



Fig. XVI.15. Lansarea saltelelor asfaltice pe canalul de Suez:
*1* – mal; *2* – pereu; *3* – stoc de saltele; *4* – saltea în curs de asamblare.



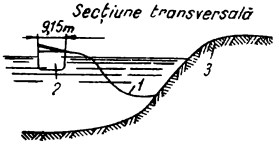




Fig. XVI.16. Confecţionarea şi lansarea saltelelor asfaltice pe Mississippi:
*1* – saltea; *2* – ponton; *3* – cablu de oţel galvanizat (∅7 mm²) ancorate de mal; *4* – sîrmă de oţel galvanizat de 2 mm.

## 5.3. BILANŢUL HIDRAULIC AL CANALULUI

Consumul de apă a canalului se datoreşte:

— *evaporaţiei de la suprafaţa apei E*, în funcţie de temperatura apei şi a aerului, presiunea atmosferică, deficitul de umiditate ($d$ — în mm la 2m de la suprafaţa terenului), viteza vîntului ($w$ — în m/s la 10 m de la sol):

$$E = R\,d\ (15 + 2\,w)\ \text{[mm/lună]}.$$

Prima parte a expresiei $E$ reprezintă evaporaţia difuză, partea a doua cea datorită vîntului; $R$ este un coeficient de corecţie local.

În lipsa datelor de teren, evaporaţia la suprafaţa apei poate fi calculată după curbele de egală evaporaţie anuală, întocmite de serviciile meteorologice. Din experienţa unor canale navigabile din Germania (Mittellandkanal, Dortmund-Ems etc.), pentru ziua cea mai călduroasă se poate lua o evaporaţie de 6 — 10 mm, iar pentru o lună de vară 150 — 180 mm;

— *infiltraţiilor prin pereţii cunetei canalului*. În lipsa unei impermeabilizări, debitul de infiltraţie poate fi calculat cu relaţiile: $q_i = 0{,}0375\ K\Omega^{1/2}$ [m³/s·km] sau $q = 0{,}0116K\ (b + 2h)$ [m³/s·km], în care:

$K$ este coeficientul de permeabilitate al terenului, în m/24h;

$\Omega$ — suprafaţa muiată a canalului, în m²;

$b$, $h$ — lăţimea oglinzii apei respectiv adîncimea apei în canal, în m.

Formula a doua este aplicabilă secţiunilor trapezoidale.

Dacă canalul de formă trapezoidală este prevăzut cu o impermeabilizare de grosime $d$, avem:

$$q_i = K_i b_0 \frac{H+d}{d} + \frac{2 K_i H}{\sin \alpha}\left(\frac{H}{2d} + \cos \alpha\right) \text{ [m}^3\text{/s·m]},$$

în care: $b_0$ este lățimea secțiunei la fund:

$H$ — diferența de nivel între suprafața apei din canal și fața superioară a impermeabilizării la fund;

$\alpha$ — unghiul taluzului cu orizontala;

$K_i$ — coeficientul de permeabilitate al stratului de impermeabilizare în m/s.

Prima parte a expresiei $q_i$ reprezintă debitul de infiltrație prin baza cunetei, partea a doua pierderile prin taluzuri.

Pierderile totale prin evaporare și infiltrație se ridică în mediu la circa 100 l/s-km;

— *consumului de apă prin ecluzare.* Dacă $w_0$ este volumul de apă necesar pentru umplerea ecluzei $D_1$, $n_1$ și $D_2$, $n_2$ deplasamentul și numărul navelor care fac ecluzare spre aval respectiv spre amonte în timpul unei zile, consumul de apă este:

$$W = n_1 (w_0 - D_1) + n_2 (w_0 + D_2) \text{ [m}^3\text{/24h]}.$$

Dacă $D_1 = D_2$, $n_1 = n_2$, $n_1 + n_2 = N$, rezultă $W = NW_0$ și $q_{ecl} = \frac{NW_0}{86\,400}$ [m$^3$/s].

Apa consumată la ecluză trece în bieful aval și poate fi utilizată succesiv și la alte ecluze;

— *pierderile de apă datorită lipsei de etanșeitate a construcțiilor de la treptele de reținere*, pe canalele navigabile se consideră de 5l/s pentru fiecare metru de înălțime de cădere. Dacă apa de alimentare este adusă prin canale de derivație trebuie introduse în calcul și pierderile datorate neetanșeității acestora.

Pierderile de apă se calculează pentru fiecare bief, deoarece ele depind de lungimea biefului, înălțimea de cădere și de caracteristicile constructive și de exploatare ale acestuia.

Alimentarea cu apă a canalului se poate face prin canale de derivație din cursurile din vecinătate, dintr-un bazin de acumulare sau prin pompare din biefurile inferioare.

Fiecare bief trebuie să fie prevăzut cu un dispozitiv de descărcare care să funcționeze atunci cînd nivelul apei în canal depășește nivelul maxim admis, cu dispozitive de golire pentru repararea canalului etc. Pe canalele importante se construiesc și porți de siguranță pentru limitarea avariilor în caz de accident: prăbușirea unui rambleu, ruperea unei porți de ecluză, distrugeri din cauza cutremurelor, bombardamentelor etc.

## 5.4. AMENAJĂRI ȘI CONSTRUCȚII PE CANALELE NAVIGABILE

În lungul canalelor navigabile, pe un singur mal, eventual pe ambele, se prevăd drumuri de halaj. Construite inițial pentru halajul navelor neautopropulsate, ele se utilizează astăzi pentru lucrările de construcție și întreținere a canalului, eventual pentru circulația rutieră. Lățimea minimă a acestor drumuri este de 2,50 m, înălțimea deasupra nivelului normal din canal 1,00—3,50 m. Dacă drumurile de halaj (acostamentele canalului) sînt mai înalte, ele constituie o bună apărare a navelor în circulație împotriva acțiunii transversale a vîntului. În acest scop se prevăd uneori și perdele de protecție.

În punctele unde se produc aglomerări de nave, canalele navigabile se prevăd cu supralărgiri locale care să permită staționarea și întoarcerea acestora, eventual schimbări în formația convoaelor, precum și cu amenajările necesare pentru fixarea navelor, accesul la uscat a personalului de bord etc.

Pentru necesitățile traficului se construiesc porturi.

Legătura între cele două maluri se asigură prin poduri de șosea și cale ferată, instalații de bacuri de transbordare etc. Pentru scurgerea pe sub canal a cursurilor mici de apă se construiesc podețe și sifoane.

**Podurile-canal** (fig. XVI.17) se construiesc în punctele de intersecție ale canalului cu văile marilor cursuri de apă. Construcția lor este similară cu aceea a podurilor cu-

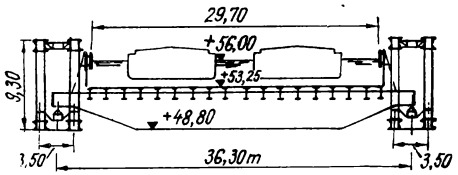



Fig. XVI.17. Pod canal peste Elba la Magdeburg.

rente. Probleme speciale ridică construcția cuvei mai ales în ceea ce privește etanșeitatea în secțiunea curentă, la rosturi, la racordările cu rambleul canalului. Raportul între secțiunea muiată a cuvei pe pod și cea a cuplei maestre a navei de calcul poate fi de minimum 2 pentru un singur fir de circulație și de minimum 3,50 pentru două fire de circulație. Pentru a evita strangularea traficului, astăzi podurile-canal se construiesc cu 2 — 4 fire de circulație. Construcții mari de poduri-canal s-au executat, între altele, pe Mitellandkanal la traversarea fluviului Elba în apropiere de Magdeburg (900 m lungime, 30 m lățime, 2,75 m adîncime de apă), la traversarea fluviului Weser la Minden etc. În majoritatea cazurilor podurile-canal trebuie să asigure gabaritul navigabil pe rîurile pe care le traversează.

**Tunelurile navigabile** se construiesc la traversarea dealurilor și munților înalți cînd adîncimea tranșeelor depășește circa 100 m. Prin construcția lor se poate scurta traseul canalului și ușura alimentarea cu apă. Cu amenajări relativ reduse, tunelurile navigabile se pot folosi și ca ecluze. Tracțiunea navelor se asigură cu pisici care circulă pe cabluri aeriene montate la partea superioară. Pentru circulația pietonilor se prevăd lateral trotuare.

Ca și la podurile canal, secțiunea muiată a tunelelor navigabile se reduce la minimum. Înălțimea lor trebuie însă să fie suficient de mare pentru a permite înscrierea gabaritului de aer.

Tunelurile navigabile sînt lucrări grele și foarte costisitoare care trebuie pe cît posibil evitate. Deoarece realizarea unei secțiuni excavate de lățime mare este foarte dificilă, se pot studia, în variantă, două tunele navigabile pentru cîte un fir de circulație, în locul unui tunel cu două fire de circulație.

Cel mai mare tunel navigabil executat este tunelul du Rôve care leagă sistemul navigabil al Rhônului cu portul Marsilia : lungime 7120 m, 22 m lățime, înălțime 15,4 m secțiune 270 m$^2$, adîncimea apei 4 m (fig. XVI.18).

**Ascensoarele de nave** se construiesc pe canalele navigabile sau pe cursurile de apă canalizate pentru căderi care depășesc astăzi circa 20 m. Ele necesită un consum

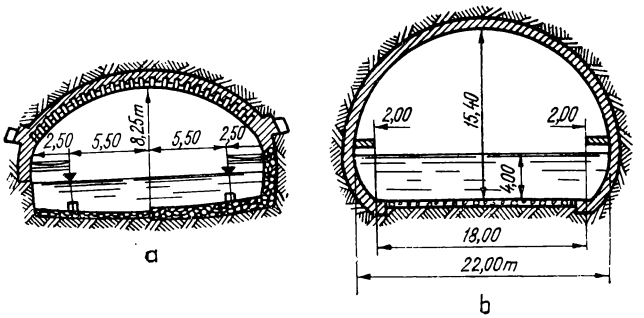



Fig. XVI.18. Tuneluri navigabile :
*a* — tunel pe canalul Marna-Sena ; *b* — tunelul du Rôve.

foarte mic de apă și scurtează timpul de ecluzare. Ascensoarele de nave sînt însă niște construcții de înaltă tehnicitate, foarte costisitoare, care necesită o întreținere deosebit de atentă. Pe terenuri slabe, construcția ascensoarelor de nave și în special a celor verticale devine practic imposibilă.

După direcția de mișcare a sasului în care se găsește nava, ascensoarele pot fi înclinate sau verticale.

La ascensoarele înclinate sasul se mișcă pe un plan înclinat, fiind tracționat de un sistem de vinciuri situat la partea superioară. Pentru micșorarea forței de tracțiune se construiesc două sasuri care se echilibrează reciproc și se mișcă în sens contrar. Ascensoarele cu plan înclinat, construite în trecut pentru căderi reduse, au devenit astăzi foarte actuale, constituind singurul mijloc de a trece diferențe de nivel mari, la care ecluzele și ascensoarele verticale nu mai pot fi utilizate (ascensoarele de nave construite în U.R.S.S., în sistemul navigabil de dincolo de Munții Urali, pentru diferențe de nivel de peste 100 m).

Ascensoarele verticale pot fi (fig. XVI.19 și XVI.20) :

— mecanice la care sasul echilibrat cu contragreutăți este ridicat pe verticală cu ajutorul unui sistem de vinciuri (ascensorul Niederfinow de pe canalul Berlin-Stettin pentru o cădere de 36 m și nave de 1 000 tf deplasament) ;

— ascensoare cu plutitori, la care mișcarea pe verticală se realizează prin ridicarea nivelului într-o serie de puțuri în care se găsesc cilindri plutitori care susțin sasul (ascensoarele de la Rothensee pe Elba pentru o cădere de circa 18 m, de la Hohenwarte etc.) ;

— ascensoare hidraulice, la care două sasuri se mișcă în sens contrar pe verticală datorită unor pistoane introduse în interiorul unor puțuri etanșe, cu apă sub presiune ;

— ascensoare balanță tambur și alte tipuri propuse, dar care încă nu s-au realizat.

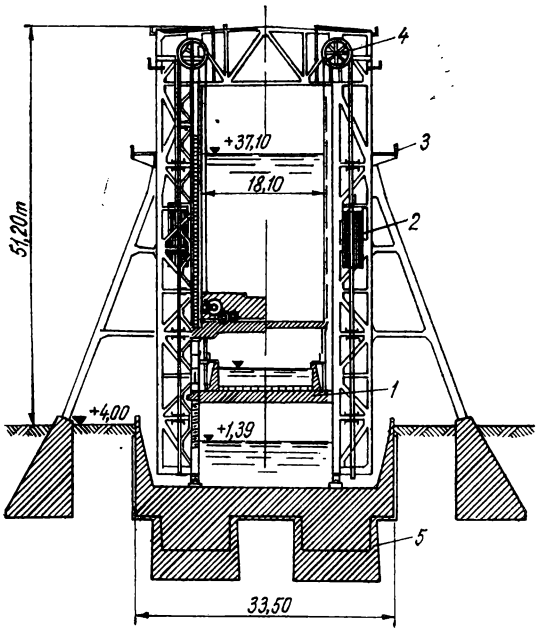



Fig. XVI.19. Ascensorul mecanic Niederfinow. Secțiune transversală:
*1* — sas; *2* — contragreutăți; *3* — paserelă; *4* — scripete; *5* — etanșare.

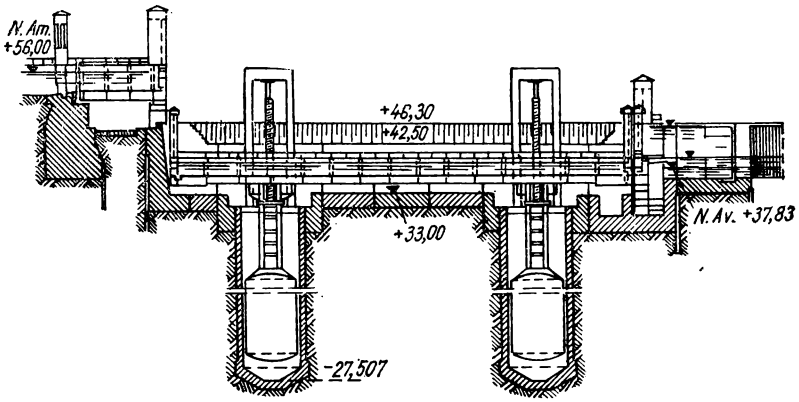



Fig. XVI.20. Ascensorul cu plutitori Rothensee. Secțiune longitudinală.

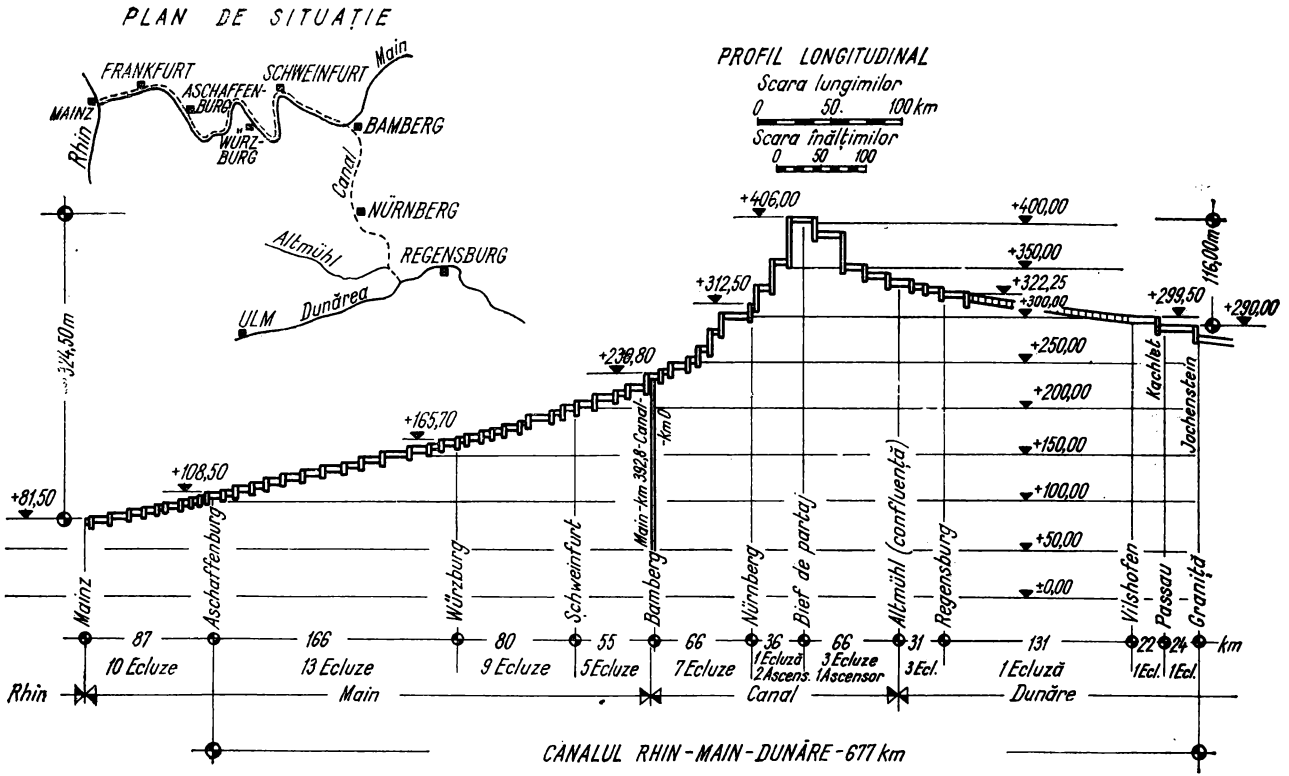



Fig. XVI.21. Canalul Rhin-Main-Dunăre.

Ascensoarele de nave și-au găsit o largă utilizare și pe marile canale navigabile din Europa în curs de execuție sau a căror execuție se prevede într-un viitor foarte apropiat, cum este canalul Rhin-Main-Dunăre (fig. XVI.21), respectiv canalul Oder-Elba-Dunăre.

## 5.5. LEGĂTURA CANALULUI CU RÎUL PRINCIPAL

Cînd condițiile locale permit, gura canalului trebuie situată pe malul concav a rîului. Direcția de intrare trebuie să fie orientată spre amonte, aproximativ după direcția tangentei. În felul acesta, navele dispun de adîncimile necesare în rîu, se evită împotmolirea gurei, iar accesul convoaielor în canal împotriva curentului se face în cele mai bune condiții.

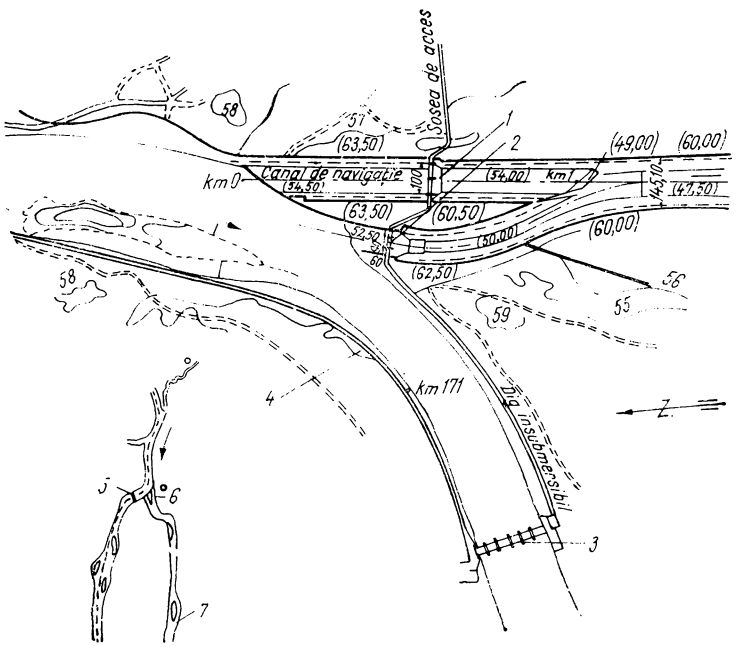



Fig. XVI.22. Legătura canalului Donzère-Mondragon cu Rhônul (capătul amonte):

*1* — baraje de gardă cu două deschideri a 45 m; *2* — idem, cu trei deschideri a 24 m; *3* — baraj de derivație (km 171,57) cu cinci deschideri a 31,50 m și cu una deschidere a 45 m (cu vane segment); *4* — dig insubmersibil: *5* — baraj de deviație; *6* — baraj de gardă; *7* — complex uzină — descărcător — ecluză.

Dacă intrarea este orientată spre aval, trebuie să se ia măsuri împotriva accesului aluviunilor de fund, aşa cum s-a făcut la ramificaţia amonte a canalului Donzère-Mondragon de pe Rhôn (fig. XVI.22). Aici s-au prevăzut două intrări : prima pentru navigaţia orientată exact după tangentă cu un prag suprainălţat (+54,50 m), a doua ceva mai spre aval cu un prag mai jos (+52,50 m), pentru asigurarea debitului lichid necesar funcţionării centralei hidroelectrice, instalată pe canal. Intrarea navigabilă este prevăzută cu o poartă de siguranţă, cealaltă cu stăvilare de închidere.

Dacă este necesar pe rîu sau la gura de intrare se prevăd supralărgiri pentru staţionarea navelor, întoarceri şi formarea convoaielor.

Dacă legătura se face cu un alt canal navigabil, gura de intrare se orientează după normala la direcţia acestuia şi se amenajează în formă de pîlnie simetrică, pentru a asigura condiţii egale pentru intrarea şi ieşirea navelor, după ambele direcţii.

## 6. ECLUZE NAVIGABILE

### 6.1. ALCĂTUIRE ŞI TIPURI

Ecluzele navigabile sînt construcţii hidrotehnice cu ajutorul cărora se realizează trecerea navelor peste treptele de cădere ale unui curs de apă amenajat în curent barat sau ale unui canal navigabil.

Ecluzele navigabile se utilizează şi în porturile maritime situate la mări cu variaţii mari de nivel, datorită fenomenelor de maree, pentru limitarea acestor variaţii în întreg portul sau numai în anumite bazine de operaţii (bazine ecluzate).

În principiu, o ecluză navigabilă este alcătuită din : camera sasului cu nivel variabil şi capetele amonte şi aval în care sînt instalate porţile care închid sasul. Accesul şi ieşirea din ecluză se face prin porturile de aşteptare amonte şi aval (fig. XVI.23).

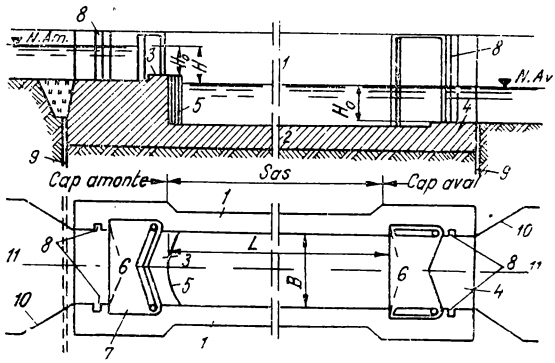



Fig. XVI.23. Schema unei ecluze :

*1* — bajoaier; *2* — radierul sasului; *3* — busc amonte; *4* — busc aval; *5* — zid de cădere; *6* — camerele porţii; *7* — nişa porţii; *8* — nişe pentru botardouri; *9* — perete de palplanşe; *10* — estacade de ghidaj; *11* — porturi de aşteptare.

Ecluzarea unei nave, de exemplu spre amonte, constă din următoarele operații: deschiderea porților aval, introducerea navei în sas, închiderea porților aval, umplerea sasului pînă la nivelul amonte, deschiderea porților amonte, scoaterea navei, închiderea porților amonte etc.

După cădere ecluzele pot fi: de cădere joasă $H < (5 - 8$ m), de cădere mijlocie $(5 - 8$ m$) < H < (18 - 20$ m), de mare cădere $H > (18 - 20$ m).

Din punctul de vedere al dispozitivelor constructive, se deosebesc (fig. XVI.24):

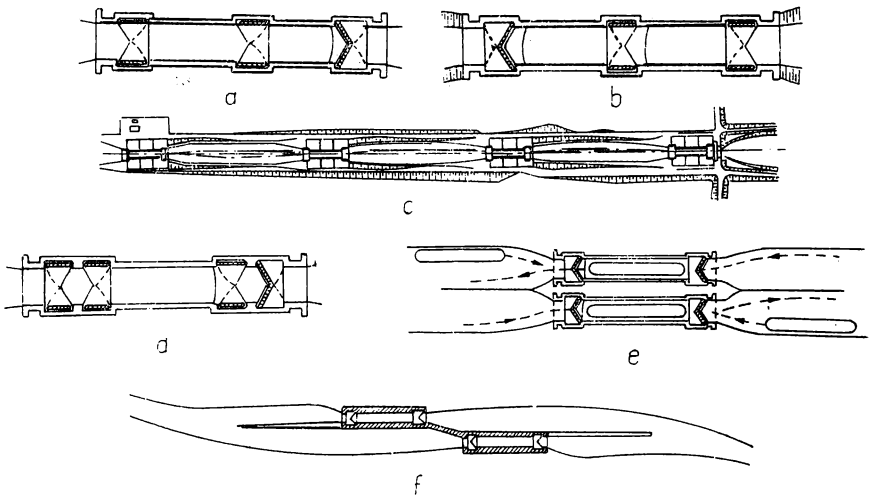



Fig. XVI.24. Tipuri de ecluze:

*a* — cu cap intermediar; *b* — în trepte; *c* — în serie; *d* — ecluză putînd funcționa cu schimbarea sensului amonte-aval; *e* — ecluze gemene; *f* — ecluze gemene eșalonate.

— ecluze cu zid de cădere, care se adoptă ori de cîte ori fundul rîului (canalului) prezintă o treaptă sau o pantă locală mare și adîncimea navigabilă în zona capului amonte este mult mai mare decît cea necesară. Rezultă avantaje importante prin micșorarea înălțimii porții amonte și posibilitatea realizării unei alimentări frontale;

— ecluze fără zid de cădere, construite pe terenuri plane (pe cursul inferior al fluviilor, în porturi maritime);

— ecluze cu cap intermediar, care împarte lungimea sasului de obicei în două părți neegale $\left(\frac{1}{3} L \text{ și } \frac{2}{3} L\right)$. Se utilizează în cazul sasurilor de lungime mare pentru a scurta timpul de ecluzare al navelor automotoare (de pasageri, remorchere etc.);

— ecluze în trepte, care împart căderile mari în părți de obicei egale. Sasurile despărțite prin porți se succed unul după altul fără biefuri intermediare;

— ecluze în serie, despărțite prin scurte biefuri intermediare;

— ecluze gemene, care au bajoaierul central comun. Față de două ecluze alăturate realizează economii de construcție și exploatare. Acolo unde riscurile infiltrațiilor și

alunecărilor de teren sînt mari (versanți cu pante mari), ecluzele gemene se decalează în lungime, astfel ca eventualele stricăciuni produse la una din ele să nu pericliteze și pe cealaltă;

— ecluze care pot funcționa în ambele sensuri, nivelul de retenție trecînd alternativ de la un cap la celălalt (așa cum se întîmplă de exemplu la unele ecluze maritime);

— ecluze economizoare, la care o parte din apa care ar trebui evacuată în bieful aval este păstrată pentru ecluzarea ulterioară, în camere special amenajate. Ecluzele gemene pot funcționa și ca ecluze economizoare (fig. XVI.25);

— ecluze de mare cădere (ecluze puț), cu cădere peste 18 — 20 m (fig. XVI.26).

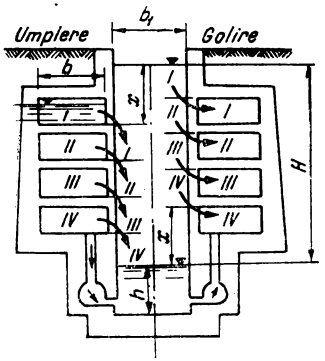



Fig. XVI.25. Ecluză economizoare.

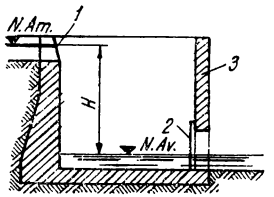



Fig. XVI.26. Ecluză puț (de mare cădere):
*1* — poartă amonte; *2* — poartă aval; *3* — ecran.

## 6.2. DIMENSIUNILE DE GABARIT ALE ECLUZELOR

Se stabilesc luînd în considerare dimensiunile navei sau convoiului de calcul (remorcat și împins). La trecerea prin ecluze, convoaiele lungi se pot fracționa (de obicei în două părți) și își pot modifica lungimea curentă de navigație prin reducerea lungimii cablurilor de remorcă și de legătură între ele (convoaie remorcate).

Lungimea utilă a sasului, măsurată de la zidul de cădere sau de la extremitatea aval a camerei de disipare a energiei pînă la nișa porților aval este:

$$L = l_c + 2\Delta l,$$

în care: $l_c$ este lungimea convoiului de calcul (la trecerea prin ecluză), în m;

$\Delta l$ — distanța de siguranță la extremități dată de relația $\Delta l = (1{,}00 + 0{,}015\, l_c)$, în m.

În cazul ecluzării simultane a mai multor nave independente mari, distanța minimă de siguranță între acestea este de 5,00 m și față de capetele ecluzei de 2,50 m.

Lățimea utilă a sasului rezultă din relația:

$$B \geqslant (1{,}10 - 1{,}15) \Sigma\, b_n,$$

în care $\Sigma b_n$ este suma lățimii navelor care intră în paralel în sas. Rezerva de lățime între marginile convoiului sau navelor izolate și bajoaier trebuie să fie de cel puțin 0,20; 0,40, 0,60 și 1,00 m, pentru ecluze cu lățimi pînă la 5,10, 20 și 30 m.

## 6.3. CAPACITATEA DE TRECERE A ECLUZELOR

Capacitatea tehnică (maximă) de trecere a unei ecluze se calculează cu formula:

$$P_t = (1 + \alpha) \frac{m I_{av} T \times 24 \times 60}{(1 - \beta) t_{av} + \beta t'} \text{ [tf/an]},$$

în care: $\alpha$ este raportul dintre cantitatea de mărfuri ecluzate în timpul unui an spre amonte $P_m$ și spre aval $P_{av}$;

$\beta$ — raportul dintre numărul navelor trecute spre amonte $n_{am}$ și cele trecute spre aval $n_{av}$;

$m$ — numărul de nave de mărfuri (șlepuri) care se pot ecluza simultan;

$I_{av}$ — încărcămîntul mediu al navelor care trece spre aval, în tf;

$T$ — durata perioadei navigabile, în zile;

$t_{av}$ — timpul de ecluzare înspre aval, în min;

$t'$ — timpul a două ecluzări alternative spre amonte și aval, în min.

Formula s-a stabilit în ipoteza că $n_{av} > n_{am}$; în caz contrar formula are o structură similară. S-a presupus că la ecluză există întotdeauna nave pentru ecluzare, că se lucrează permanent și că cele $n_{am}$ nave trec prin ecluză spre amonte în grupe de $m$ nave-alternativ cu grupe similare, spre aval.

Dacă se presupune că aproximativ $P_{am} = P_{av}, n_{am} = n_{av}$ și $t_{am} = t_{av} = t$ iar $t' = 2t$, dacă în loc de încărcămîntul mediu al navelor care circulă spre amonte și aval ($I_{am}$, $I_{av}$) se introduce un coeficient global $c$ de utilizare a capacității de încărcare $I$ a navelor de mărfuri, dacă se presupune că ecluza funcționează $t_0[h]$ pe zi în loc de 24 h, dacă se introduce un coeficient de utilizare $s$ a acestui timp, un coeficient $k$ de utilizare a ecluzei pentru nave de mărfuri și un coeficient $r$ de neregularitate a sosirii navelor la ecluză, se obține valoarea capacității de exploatare a ecluzei:

$$P_{ex} = \frac{60 m k_c I T t_0 s}{r t} \text{ [tf/an]}.$$

Pentru calcule orientative, $k = 0{,}60 \ldots 0{,}70$, $c = 0{,}60 \ldots 0{,}80$, $s = 0{,}90 \ldots 0{,}95$ și $r = 1{,}20 \ldots 1{,}80$.

Pentru un calcul mai exact trebuie să se țină seama că de fapt $t' \neq 2t$. Astfel, în cazul ecluzării mai multe convoaie (nave) în același sens (spre amonte sau spre aval):

$$t = 4 t_1 + t_2 + 2t_3 + t_4,$$

în care: $t_1$ este timpul necesar închiderii sau deschiderii porților ($t_1 = 2$s pentru ecluze cu lățimi sub 18 m și $t_1 = 2{,}5$ s pentru lățimi mai mari);

$t_2, t_4$ — timpul necesar introducerii, respectiv scoaterii convoiului;

$t_3$ — timpul necesar umplerii sau golirii sasului.

În cazul unor ecluzări alternative spre amonte și aval, timpul necesar trecerii unui convoi (nave) este :

$$t = \frac{1}{2}(4\,t_1 + 2t_2 + 2t_3 + 2t_4) = 2t_1 + t_2 + t_3 + t_4;$$

$t_2$, $t_4$ — se calculează făcînd raportul între distanța pe care trebuie să o parcurgă convoiul (nava) din portul de așteptare în sas sau invers și viteza medie de acces (tabelul XVI.3). Distanțele pe care trebuie să le parcurgă navele variază în general între 1,50 și 3,00 ori lungimea sasului, depinzînd de forma și dimensiunile porturilor de așteptare și a ecluzei, de tipul navelor și mijloacelor de deplasare a acestora (remorcare sau halaj) și de organizarea generală a circulației.

$t_3$ — se determină conform celor arătate mai departe la Subcap. 6.4 sau aproximativ folosind tabelul XVI.4.

*Tabelul XVI.3*

**Viteze medii de acces, în m/s**

| Nave, șlepuri și plute | Introducerea | Scoaterea | Trecerea dintr-un sas în altul |
|---|---|---|---|
| Convoaie | 0,80 | 1,30 | 0,70 |
| Șlepuri automotoare | 1,00 | 1,70 | 0,50 |
| Plute | 0,60 | 0,60 | 0,90 |

*Tabelul XVI.4*

**Timpul de alimentare, în min**

| Suprafața sasului, m² | Căderea $H$, m | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 3 | 6 | 10 | 12 |
| 1 000 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 3 000 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 10 000 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| >10 000 | 12 | 13 | 14 | 15 |

## 6.4. ALIMENTAREA ECLUZEI

Dispozitivul ales trebuie să realizeze alimentarea ecluzei într-un interval de timp cît mai redus, asigurînd totodată condiții optime pentru stabilitatea navelor ecluzate. Forțele care acționează navele în timpul alimentării se datoresc în special curenților, valurilor și pantelor suprafeței apei. Mai puțin importante sînt forțele de impuls ale jeturilor de apă la ieșirea din orificiile de alimentare și diferitele fenomene de agitație locală.

Stabilitatea navelor este asigurată dacă tracțiunile în parîmele de amarare nu depășesc anumite valori maxime. Componentele longitudinale admisibile $P_L$ se pot calcula în funcție de deplasamentul navei $D$, cu relațiile :

$$P_L = 0{,}3\sqrt[3]{D} \text{ și } P_L = \frac{1}{35}D^{2/5} \text{ [tf]}.$$

Normele sovietice dau valorile din tabelul XVI.5. În Germania și Austria $P_L = \left(\frac{1}{600} \dots \frac{1}{750}\right) D$. În S.U.A. se admit forțe longitudinale de 5 tf pentru nave fluviale și de 10 tf pentru nave maritime. Componentele transversale admisibile au numai 50% din valorile indicate.

*Tabelul XVI.5*

**Valorile $P_L$ admisibil**

| Deplasamentul, în tf | 500 | 1 000 | 1 500 | 2 000 | 2 500 | 3 000 | 5 000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $P_L$ admisibil, în tf | 2,00 | 3,00 | 3,40 | 3,80 | 4,10 | 4,30 | 5,00 |

O altă condiție pentru stabilitatea navelor este dată de viteza pe verticală a nivelului apei din sas, care nu trebuie să depășească 1,50 — 2,00 m/min. În mod cu totul special (ecluze cu sisteme de alimentare echiinerțiale) s-a ajuns la 3,00 — 3,50 m/min.

Alimentarea ecluzei se poate face frontal pînă la căderi de 12 — 15 m și distribuit pentru căderi mai mari. Dacă durata de ecluzare poate fi prelungită fără impedimente serioase (ecluze cu trafic redus), alimentarea frontală poate fi luată în considerare și pentru căderi ceva mai mari (16 — 17m). Limita inferioară a alimentării distribuite poate fi coborîtă pînă la 10 m dacă necesitățile traficului o cer și dacă sporul de beton în sistemul bajoaier-radier, necesar amenajării galeriilor, nu este prea important.

Limitele indicate sînt influențate și de lungimea ecluzei. Pentru lungimi mari, alimentarea frontală care produce curenți, valuri și pante longitudinale apreciabile, începe să nu mai fie indicată nici pentru căderi relativ reduse.

Alimentarea frontală (fig. XVI.27) se poate face prin vane practicate în poartă (în general pentru ecluze mici), pe sub poartă, prin intermediul unei camere — puț, special amenajată pentru disiparea energiei curentului de alimentare sau prin galerii scurte de ocolire a porților care debușează imediat în aval de acestea. Disiparea energiei jeturilor de apă se realizează în acest din urmă caz, prin dispunerea orificiilor față în față sau prevăzînd diferite dispozitive suplimentare (praguri, grătare etc.), transversal pe direcția curentului.

Pentru a atenua efectele nefavorabile ale curenților, valurilor și pantelor longitudinale, în ultimul timp alimentarea frontală se combină cu un curent de apă introdus în sas în vecinătatea capului aval, printr-o galerie situată în bajoaiere sau radier.

Alimentarea distribuită (fig. XVI.28) se realizează prin galerii longitudinale situate în bajoaiere sau în radier, care se întind în general pînă în bieful aval, folosind și ca galerii de evacuare. Accesul apei în sas se face prin mici orificii transversale.

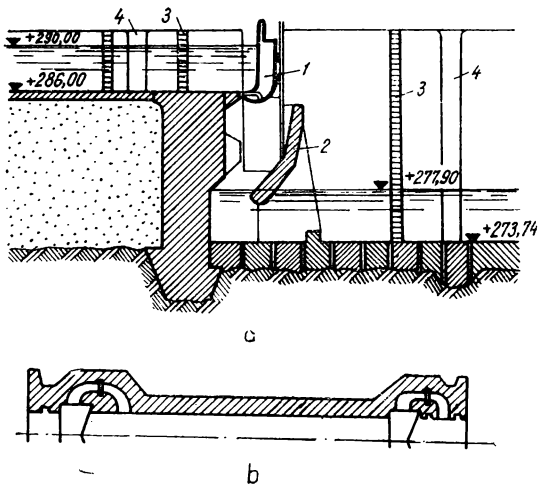



Fig. XVI.27. Alimentare frontală :

*a* — pe sub porți ; *b* — cu galerii de ocolire ; *1* — poartă coboritoare ; *2* — ecran pentru disiparea energiei ; *3* — scară ; *4* — nișa batardoului de reparații.

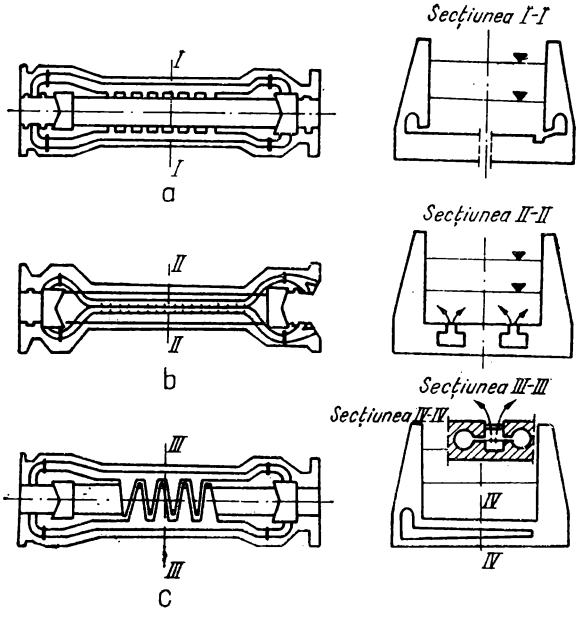



Fig. XVI.28. Sisteme de alimentare distribuită :

*a* — cu galerii longitudinale în bajoaiere ; *b* — cu galerii longitudinale în radier ; *c* — alimentare zonală.

Intrarea succesivă în funcțiune a orificiilor de alimentare, micșorarea vitezelor și debitelor către extremitatea sistemului, datorită pierderilor de sarcină pe parcurs etc. conduc la o alimentare neuniformă, defectuoasă. Se pot obține unele îmbunătățiri prin variația corespunzătoare a secțiunilor galeriilor principale și orificiilor, eventual și a distanțelor dintre ele.

Alimentarea distribuită prin galerii situate în radier asigură o umplere mai liniștită, utilizîndu-se pentru disiparea energiei, întreaga înălțime de apă a biefului aval. Rezultă însă un spor de grosime pentru radier și o adîncime de fundare mai mare.

La alimentarea prin galerii amenajate în bajoaiere se poate obține o bună disipare a energiei curenților de acces în sas prin înclinarea galeriilor secundare cu circa 11° în jos, către o mică rigolă marginală.

O îmbunătățire substanțială a alimentării se poate obține prin adaptarea sistemelor de alimentare zonale. Se pot amenaja 1 — 3 zone de injecție a apei, realizate din cîte o galerie principală longitudinală și 10 — 15 galerii transversale auxiliare de secțiune variabilă prevăzute cu o serie de orificii așezate față în față (eventual decalate).

Sistemele echiinerțiale (fig. XVI.29) des întîlnite la marile ecluze construite în ultimul timp, realizează o distribuție perfect simetrică în raport cu centrul ecluzei, a debitelor și vitezelor de alimentare.

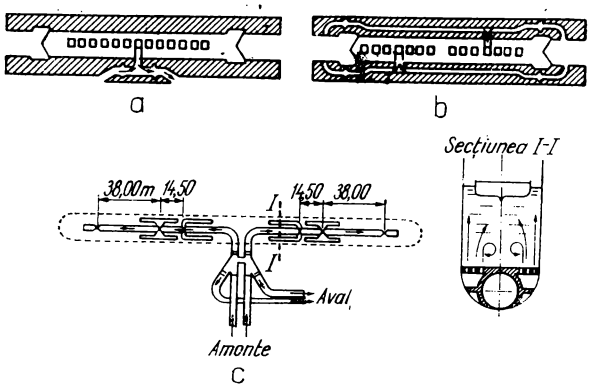



Fig. XVI.29. Sisteme de alimentare echiinerțiale.

Vitezele apei în galeriile sistemelor de alimentare distribuită se limitează la 10—15 m/s.

În unele cazuri, pentru a evita efectele nefavorabile ale curenților de alimentare în porturile de așteptare, gurile galeriilor principale sînt amplasate lateral, în cuprinsul nodului hidraulic.

În tabelul XVI.6 se dau caracteristicile unor mari ecluze construite.

6.4.1. **Calculul alimentării distribuite** (fig. XVI.30). Se notează cu :

$S_1$, $S_2$ — suprafețele în plan a două sasuri puse în legătură prin galerii de alimentare ;

$H$, $H_1$ — căderea totală la ecluză, respectiv căderea în momentul deschiderii complete a vanelor ;

*Tabelul XVI.6*

**Caracteristicile cîtorva mari ecluze**

| Nr. crt. | Denumirea ecluzei | Fluviul | Sistemul de alimentare | Dimensiuni $L \times B - H$ | Viteza de umplere m/min |
|---|---|---|---|---|---|
| | | A. Ecluze fluviale | | | |
| 1 | Kachlet | Dunărea (km 2 230) | Frontal(Galerii de ocolire) | 230×24— 8,50 | — |
| 2 | Jochenstein | Dunărea km 2203) | Frontal (pe sub poartă) | 230×24—10,00 | — |
| 3 | Aschach | (Dunărea (km 2162) | Distribuit) (de fund) | 230×24—17,35 | 1,20 |
| 4 | Ybbs Persenbeug | Dunărea (km 2060) | Frontal (pe sub poartă) | 230×24—13,00 | 0,85 |
| 5 | Porţile de Fier | Dunărea | Distribuit zonal | 310×34—17,00 | 1,70 |
| 6 | Islaz-Somovit (proiect) | Dunărea | Frontal | 310×34—13,00 | 1,00 |
| 7 | Kuibîşev | Volga | Distribuit zonal | 290×30—13,00 | 1,80 |
| 8 | Volgograd | Volga | Distribuit zonal | 290×20—12,00 | 1,30 |
| 9 | Volga-Don | Volga-Don | Frontal (galerii de ocolire) | —11,00 | 1,37 |
| 10 | Kremenciug | Nipru | Distribuit bajoiere | —17,50 | 1,93 |
| 11 | Fessenheim | Rhin | Echiinerţial | 185×12—17,00 | 1,50 |
| 12 | Ottmarsheim | Rhin | Idem | 185×12—18,00 | 2,40 |
| 13 | Montelimar | Rhône | Idem | 195×12—20,00 | 2,44 |
| 14 | Donzère-Mondragon | Rhône | Idem | 195×12—26,00 | 3,50 |
| 15 | Beauchastel | Rhône | Idem | 195×12—13,50 | 1,70 |
| 16 | Wilson | Tennesee | Distribuit zonal | 183×33—30,00 | 2,62 |
| 17 | Kentucky | Tennesee | Distribuit bajoiere | 183×32— 22,00 | 1,85 |
| 18 | Ice-Harbor | Snake | Distribuit zonal | 206×26—32,00 | 2,66 |
| 19 | Lower-Monumental | Snake | Idem | 206×26—31,50 | 2,80 |
| 20 | The Dalles | Columbia | Idem | 206×26—27,50 | 2,30 |
| 21 | John Day | Columbia | Idem | 206×26—34,00 | 2,94 |
| | | B. Ecluze maritime | | | |
| 1 | Ymuïden | Rhin (Olanda) | — | 400×50— | — |
| 2 | Gatum, Pedro Miguel, Miraflores | Canalul Panama | Distribuit (de fund) | 305×33,50—8,00 | — |
| 3 | Kiel | Canalul Kiel | — | 330×45— 6,00 | — |

$T_1$, $T$ este timpul de deschidere a vanelor galeriilor de alimentare respectiv timpul total de alimentare ($T_1 < T$);

$\omega_i$, $l_i$ — secțiunile și lungimile diferitelor tronsoane ale galeriilor de alimentare;

$\omega$ — secțiunea de scurgere a vanei complet deschisă;

$\mu_t$ — coeficientul de debit, variabil în timp.

Cu notațiile de mai înainte ecuația mișcării nepermanente în galeriile de alimentare este:

$$y_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum_{i=1}^{i=m} \xi \frac{v_i^2}{2g} + \frac{1}{g} \sum_{i=1}^{i=m} l_i \frac{dv_i}{dt}.$$

Deoarece $\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \approx 0$, $p_1 = p_2$ și $y_1 - y_2 = y$ ecuația devine:

$$y = \sum_{i=1}^{i=m} \xi_i \frac{v_i^2}{2g} + \frac{1}{g} \cdot \sum_{i=1}^{i=m} l_i \frac{dv_i}{dt}.$$

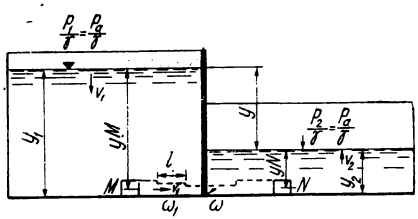



Fig. XVI.30. Schemă pentru calculul alimentării distribuite.

Dacă raportăm la vitezele $v$ secțiunea vanei de alimentare $\omega$ complet deschisă:

$$\sum_{i=1}^{i=m} \xi_i \frac{v_i^2}{2g} = \sum_{i=1}^{i=m} \xi_i \left(\frac{Q}{\omega_i}\right)^2 \frac{1}{2g} = \frac{v^2}{2g} \sum_{i=1}^{i=m} \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right)^2; \qquad \text{(XVI.1)}$$

$$\sum_{i=1}^{i=m} l_i \frac{dv_i}{dt} = \sum_{i=1}^{i=m} l_i \frac{d}{dt}\left(\frac{Q}{\omega_i}\right) = \sum_{i=1}^{i=m} \frac{dv}{dt} l_i \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right).$$

Dacă se notează: $\sum_{i=1}^{i=m} \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right)^2 = \xi_c$ și $\sum_{i=1}^{i=m} \cdot l_i \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right) = l_c$,

$$y = \xi_c \frac{v^2}{2g} + \frac{l_c}{g} \cdot \frac{dv}{dt} \quad \text{sau} \quad y = \frac{1}{\mu_t^2} \cdot \frac{v^2}{2g} + \frac{l_c}{g} \cdot \frac{dv}{dt}. \tag{XVI.2}$$

Însă :

$$-S_1\, dy_1 = S_2\, dy_2 \text{ și } dy = dy_1 - dy_2 = -\left(1 + \frac{S_2}{S_1}\right) dy_2;$$

$$v_2 = \frac{dy_2}{dt} = -\frac{S_1}{S_1 + S_2} \cdot \frac{dy}{dt}; \; v = \frac{v_2 S_2}{\omega} = -\frac{S_1 S_2}{(S_1 + S_2)\omega}\left(\frac{dy}{dt}\right).$$

Dacă $\dfrac{S_1 S_2}{S_1 + S_2} = A$ și dacă se ține seamă că $\omega = \text{const}$, ecuația (XVI.2) devine :

$$y + \frac{A^2}{2g\mu_t^2\omega^2}\left(\frac{dy}{dt}\right)^2 + \frac{l_c}{g} \cdot \frac{A}{\omega} \cdot \frac{d^2y}{dt^2} = 0, \tag{XVI.3}$$

care sub formă generală :

$$\frac{d^2y}{dt^2} + p\left(\frac{dy}{dt}\right)^2 + qy = 0,$$

reprezintă și ecuația fundamentală utilizată pentru studiul oscilațiilor în castelele de echilibru.

**Cazul I.** *Calculul alimentării fără luarea în considerare a forțelor de inerție.* În această ipoteză ecuația (XVI.3) devine :

$$y + \frac{A^2}{2g\mu_t^2\omega^2}\left(\frac{dy}{dt}\right)^2 = 0,$$

sau :

$$dt = -\frac{A}{\sqrt{2g}\,\mu_t\,\omega} \cdot \frac{dy}{\sqrt{y}}. \tag{XVI.4}$$

În ipoteza deschiderii instantanee a vanei ( $\mu_t = \text{const}$) timpul de ecluzare este :

$$T = \frac{2A\sqrt{H}}{\sqrt{2g}\,\mu\,\omega}.$$

Dacă $S_1 = \infty$ și $S_2 = S$ (un singur sas în legătură cu bieful amonte $A = S$) :

$$T = \frac{2S\sqrt{H}}{\sqrt{2g}\mu\,\omega}. \tag{XVI.5}$$

Dacă $S_1 = S_2$ (ecluză în trepte cu sasuri egale), $A = \frac{S}{2}$ :

$$T = \frac{S\sqrt{H}}{\sqrt{2g}\,\mu\,\omega}. \qquad \text{(XVI.6)}$$

În ipoteza deschiderii treptate a vanei ecuația (XVI.4) se poate scrie :

$$\int_0^{T_1} \mu_t\,dt = -\frac{A}{\sqrt{2g}\,\omega}\int_H^{H_1}\frac{dy}{y} = \frac{2A(\sqrt{H}-\sqrt{H_1})}{\omega\sqrt{2g}}, \qquad \text{(XVI.7)}$$

în care $T_1$ reprezintă timpul de deschidere a vanei și $H_1$ căderea la ecluză în acel moment,

$$\mu_t = \frac{1}{\sqrt{\xi_0 + \xi_1}},$$

în care : $\xi_0$ este coeficientul global de pierderi al sistemului în cazul vanei complet deschise. Se poate stabili prin calcul sau încercări pe model (tabelul XVI.7) ;

$\xi_1$ — coeficientul de pierderi, datorită deschiderii succesive a vanei ; variază cu gradul de deschidere al acesteia. În cazul deschiderii uniforme a vanei în timpul $T_1$ :

$$\xi_1 = f\left(n = \frac{t}{T_1}\right), \text{(tabelul XVI.8).}$$

Pentru ușurința calculului se introduce în timpul deschiderii vanei coeficientul relativ $\mu_n' = \frac{\mu_n}{\mu}$ ; pentru vana complet deschisă $\mu_n = \mu$ și $\mu_n' = 1$.

Integrala $\int_0^t \mu_t\,dt$ poate fi determinată dacă se cunoaște $\mu_t = f(t)$ sau în cazul deschiderii uniforme a vanei, dacă se cunoaște $\mu_n' = f(\mu, n)$. Integrala $\int_0^{T_1} \mu_t\,dt$ devine $\mu\int_0^1 \mu_n' dn$, iar relația (XVI.7) :

$$\frac{2A(\sqrt{H}-\sqrt{H_1})}{\omega\sqrt{2g}} = \mu\,T_1\int_0^1 \mu_n'\,dn.$$

În fig. XVI.31 se dau curbele $\mu' = f(\mu, n)$ pentru diverse valori $n$ și $\mu$. Dacă se notează $\int_0^1 \mu_n'\,dn = \alpha$ se obține :

$$T_1 = \frac{2A(\sqrt{H}-\sqrt{H_1})}{\alpha\,\omega\,\mu\sqrt{2g}} \text{ și } H_1 = \left[\sqrt{H} - \frac{\alpha\,\omega\,\mu\sqrt{2g}}{2A}\,T_1\right]^2. \qquad \text{(XVI.8)}$$

*Tabelul XVI.7*

**Valorile diferiților coeficienți de pierderi locale în galeriile de alimentare ale ecluzelor**

| Felul pierderii | Mărimea coeficientului de pierdere |
|---|---|
| 0 | 1 |
| La intrare | $\xi_a = 0{,}50$ la intrare fără rotunjirea muchiei<br>$\xi_a = 0{,}20 \ldots 0{,}25$ la intrare cu muchiile rotunjite<br>$\xi_a = 0{,}05 \ldots 0{,}10$ la intrare cu profil hidrodinamic |
| La grătar | $$\xi_b = \beta\left(\frac{s}{b}\right)^{4/3},$$<br>în care: $s$ este grosimea barelor;<br>$b$ — distanța între bare;<br>$\beta$ — coeficientul care depinde de forma barelor, egal cu: 1,83 pentru bare cu unghiuri drepte sau cu muchiile superioare rotunjite în arc de cerc;<br>1,67 — idem, cu muchiile inferioare rotunjite;<br>1,04 — idem, cu muchiile teșite pe 0,40 din lungime (partea inferioară);<br>0,76 — pentru bare teșite și profilate hidrodinamic la ambele părți;<br>1,79 — pentru bare circulare. |
| La curbe line circulare | $$\xi_c = \xi'_c \frac{\theta^\circ}{90^\circ},$$<br>în care $\theta$ este unghiul cotului, în grade.<br>Pentru $\xi'_c$ se iau următoarele valori:<br>a) La galeriile circulare:<br>$\frac{d}{2R} = 0{,}10; 0{,}20; 0{,}30; 0{,}40; 0{,}50; 0{,}60; 0{,}70;$<br>$0{,}80; 0{,}90; 1{,}00;$<br>$\xi'_c = 0{,}13; 0{,}14; 0{,}17; 0{,}21; 0{,}29; 0{,}44; 0{,}66;$<br>$0{,}98; 1{,}41; 1{,}98.$<br>b) La galeriile dreptunghiulare:<br>$\frac{b}{2R} = 0{,}10; 0{,}20; 0{,}30; 0{,}40; 0{,}50; 0{,}60; 0{,}70;$<br>$0{,}80; 0{,}90; 1{,}00.$<br>$\xi'_c = 0{,}12; 0{,}14; 0{,}18; 0{,}25; 0{,}40; 0{,}64; 1{,}02;$<br>$1{,}55; 2{,}27; 2{,}23.$<br>$R$ este raza de curbură a axului galeriei |

*Tabelul XVI.7* (continuare)

| 0 | 1 |
|---|---|
| La lărgiri bruște | $\xi_d = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2$ — secțiunea înainte de lărgire;<br>$\xi'_d = \left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2$ — secțiunea după lărgire |
| La îngustări bruște | $\frac{\omega_2}{\omega_1} = 0{,}10;\ 0{,}20;\ 0{,}40;\ 0{,}60;\ 0{,}80;\ 1{,}00;$<br>$\xi'_n = 0{,}50;\ 0{,}42;\ 0{,}34;\ 0{,}25;\ 0{,}15;\ 0{,}00$ (către secțiunea îngustată) |
| La lărgiri conice | $\xi_m = k\left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2$ — secțiunea înainte de îngustare;<br>$\xi'_m = k\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2$ — secțiunea după îngustare;<br>unde: $k$ este coeficientul care depinde de unghiul conicității și egal cu:<br>$\theta° = 5;\ 10;\ 15;\ 20;\ 30;\ 40;\ 50$ etc.<br>$k = 0{,}13;\ 0{,}17;\ 0{,}26;\ 0{,}41;\ 0{,}61;\ 0{,}90;\ 1{,}00 \ldots 1{,}10$ |
| La îngustări conice | Nu se obișnuiește |

Umplerea sasului, după deschiderea completă a vanei se face în timpul $T_2$:

$$T_2 = \frac{2A\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}}. \qquad \text{(XVI.9)}$$

Dacă se notează cu $K$, raportul dintre timpul $T_1$ de deschidere a vanei și timpul total de umplere a sasului $T$, $K = \frac{T_1}{T}$:

$$T = T_1 + T_2 = \frac{2A\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}[1 - (1 - \alpha)K]}.$$

Valorile $\alpha$, în funcție de diferite tipuri de vane și valori $\mu$ se găsesc în tabelul XVI.9; în calculele preliminarii se poate admite $\alpha = 0{,}50$ și $\mu = 0{,}80$ pentru galerii scurte și $\mu = 0{,}60$ pentru galerii cu sisteme de distribuire.

*Tabelul XVI.8*

**Valorile coeficientului de pierderi locale la vană pentru diferite tipuri şi valori $n = \frac{t}{T_1}$**

| Valorile $n = \frac{t}{T_1}$ | Tipul vanei | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Plană cu muchia de jos ascuţită | Fluture | Cilindrică | Segment |
| 0,100 | 193,25 | — | 35 500,00 | — |
| 0,125 | — | 142,20 | — | 82,25 |
| 0,200 | 44,75 | — | 1 500,00 | — |
| 0,250 | — | 55,21 | — | 19,32 |
| 0,300 | 18,05 | — | 280,00 | — |
| 0,375 | — | 20,23 | — | 7,63 |
| 0,400 | 8,37 | — | 60,00 | 5,36 |
| 0,500 | 4,27 | 7,85 | 18,00 | 3,58 |
| 0,600 | 2,33 | — | 6,00 | — |
| 0,625 | — | 2,88 | — | 1,70 |
| 0,700 | 1,10 | — | 2,30 | — |
| 0,750 | — | 1,11 | — | 0,81 |
| 0,800 | 0,64 | — | 0,90 | — |
| 0,875 | — | 0,41 | — | 0,34 |
| 0,900 | 0,34 | — | 0,24 | — |
| 1,000 | 0,25 | 0,16 | 0,00 | 0,17 |

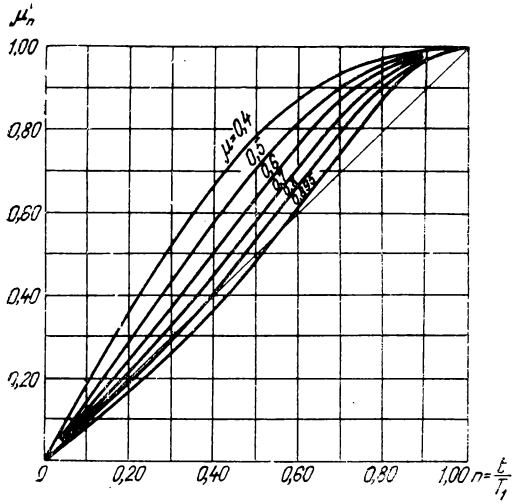



Fig. XVI.31. Valorile $\mu'_n = f(\mu, n)$.

*Tabelul XVI.9*

**Valorile coeficientului α pentru diferite tipuri de vană și valori μ**

| Tipul vanei | Valorile coeficientului α pentru: | | | |
|---|---|---|---|---|
| | μ = 0,50 | μ = 0,60 | μ = 0,70 | μ = 0,80 |
| Plană (cu muchia ascuțită) | 0,63 | 0,59 | 0,56 | 0,53 |
| Segment | 0,65 | 0,61 | 0,58 | 0,56 |
| Cilindrică | 0,71 | 0,67 | 0,61 | — |
| Fluture | 0,57 | 0,53 | 0,50 | 0,47 |

Pentru $\alpha = 0{,}50$ și un singur sas în legătură cu bieful amonte ($S_1 = \infty$);

$$T = \frac{4S\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}\,(2-K)}; \quad \omega = \frac{4S\sqrt{H}}{\mu T\sqrt{2g}\,(2-K)}. \tag{XVI.10}$$

Pentru două sasuri egale ($S_1 = S_2$):

$$T = \frac{2S\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}\,(2-K)}; \quad \omega = \frac{2S\sqrt{H}}{\mu T\sqrt{2g}\,(2-K)}. \tag{XVI.11}$$

Cu formulele (XVI.10) și (XVI.11) se poate determina timpul total de umplere ($T$) sau secțiunea galeriilor de alimentare ($\omega$), cînd timpul este cunoscut.

**Cazul II.** *Calculul alimentării cu luarea în considerare a forțelor de inerție.* Dacă $\mu_t$ este o funcție oarecare de $t$, ecuația generală (XVI.2) nu poate fi rezolvată decît aproximativ prin metoda diferențelor finite.

Dacă se notează $u = -\frac{v\omega}{A}$ ecuația (XVI.2) se mai poate scrie:

$$\frac{du}{dt} - \frac{1}{2\mu_n^2}\frac{A}{\omega l_c}u^2 + \frac{g\omega}{A l_c}y = 0.$$

Trecînd la diferențe finite, pentru intervalul $t - (t + \Delta t)$, se introduc valorile medii

$$\mu_{n\cdot m},\ u + \frac{\Delta u}{2},\ y + \frac{\Delta y}{2}:$$

$$\Delta u = -\Delta t\left[-\frac{A}{2\mu_{nm}^2\omega l_c}\left(u + \frac{\Delta u}{2}\right)^2 + \frac{g\omega}{A l_c}\left(y + \frac{\Delta y}{2}\right)\right]. \tag{XVI.12}$$

Conform notațiilor anterioare :

$$v = -\frac{A}{\omega}\frac{dy}{dt} = -\frac{A}{\omega}u;\ \Delta y = \left(u + \frac{\Delta u}{2}\right)\Delta t;$$

$$\Delta u = -\Delta t\left[-\frac{A}{2\mu_{nm}^2\omega l_c}\left(u + \frac{\Delta u}{2}\right)^2 + \frac{g\omega}{Al_c}y + \frac{g\omega\Delta t}{2Al_c}\left(u + \frac{\Delta u}{2}\right)\right].$$

Se alege intervalul de timp $\Delta t$ și neglijînd la început în relația precedentă $\frac{\Delta u}{2}$ față de $\mu$ se poate determina ușor $\Delta u$, dacă pentru momentul considerat $t$ sînt cunoscute $y$, $u$ și $\mu_n$. Prin introducerea valorii $\Delta u$ în partea a doua a ecuației se poate determina din aceiași ecuație, într-o a doua aproximație $\Delta u$. Pentru această valoare $\Delta u$ se calculează $\mu_{um}$, $\Delta y$ și apoi $u + \Delta u$, $y + \Delta y$ pentru timpul $t + \Delta t$. În același fel se procedează pentru timpul $(t + 2\Delta t)$ etc.

Calculele efectuate au arătat că pentru un timp de deschidere a vanei $T_1 < (0{,}50 \ldots 0{,}60)\ T$ influența forțelor de inerție pînă în momentul deschiderii complete a vanelor este mică și că pentru această etapă calculele se pot face fără luarea în considerație a acestor forțe.

În această ipoteză, pentru $\mu = \text{const}$ ecuația (XVI.2) conduce la expresia :

$$T_2' = \frac{2A}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H_1 + \Delta} - \sqrt{\Delta}\right), \qquad \text{(XVI.13)}$$

în care :

$$\Delta = \frac{dv}{dt}\cdot\frac{l_c}{g} = \frac{\mu^2\omega l_c}{A}.$$

Pentru $\frac{H_1}{\Delta} > 10 \ldots 15$, ceea ce se întîmplă la ecluze întotdeauna, forțele de inerție micșorează timpul $T_2$ cu :

$$\Delta T_2 = T_2 - T_2' = \frac{2A\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left[1 - \sqrt{1 + \frac{\Delta}{H_1}} + \sqrt{\frac{\Delta}{H_1}}\right].$$

În momentul egalării nivelurilor ($y = 0$), $\frac{dv}{dt}$ nu este zero (XVI.13) și nivelul în ecluză continuă să crească pînă atinge înălțimea $\Delta$. În continuare, nivelurile efectuează o mișcare oscilatorie, în jurul nivelului mediu de echilibru, cu amplitudini din ce în ce mai mici.

Aceste oscilații prezintă interes pentru modul de lucru al mecanismelor porților și blocării lor. Timpul cît acționează presiunea $\Delta$ inversă pe poartă este $t_\Delta = \frac{2A\sqrt{\Delta}}{\mu\omega\sqrt{2g}}$.

6.4.2. **Calculul alimentării frontale** (fig. XVI.32). Se notează cu :
$H_0$ — adîncimea orificiului de alimentare (în ax) ;
$T_0$ — timpul de înecare a orificiului ;
$\mu$ — coeficientul de debit (constant, $\mu \approx 0{,}60$) ;
$S, \omega, H, H_1, T, T_1$ — aceleaşi ca mai înainte.

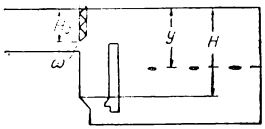



Fig. XVI.32. Schemă pentru calculul alimentării frontale.

**Cazul 1.** *Timpul de deschidere a orificiului mai mic decît timpul de înecare* ($T_1 < T_0$). În timpul $T_1$ căderea scade de la $H$ la $H_1$ care în ipoteza unei variaţii lineare în timp a secţiunei orificiului $\left(\omega_t = \frac{t}{T_1}\omega\right)$ este dată de relaţia :

$$\mu\sqrt{2gH_0}\,\frac{\omega}{T_1}\int_0^{T_1} t\,dt = (H - H_1)\,S\,;\quad H_1 = H - \mu\,\frac{\omega T_1}{2S}\sqrt{2gH_0}\,.$$

De la căderea $H_1$ la $H_0$, scurgerea prin orificiu continuă să se facă liber pe întreaga secţiune $\omega$ :

$$T_2 = \frac{S(H_1 - H_0)}{\mu\omega\sqrt{2gH_0}}\,.$$

La căderi mai mici ca $H_0$ orificiul este înecat. Timpul necesar egalării nivelurilor este :

$$T_3 = \frac{2SH_0}{\mu\omega\sqrt{2gH_0}} = \frac{2S}{\mu\omega}\sqrt{\frac{H_0}{2g}}\,,$$

Timpul total de umplere a ecluzei este: $T = T_1 + T_2 + T_3$.
**Cazul 2.** $T_1 = T_0$. Rezultă $H_1 = H_0$:

$$T = T_1 + \frac{2S}{\mu\omega}\sqrt{\frac{H_0}{2g}}\,.$$

**Cazul 3.** $T_1 > T_0$. Timpul de înecare a orificiului este :

$$T_0 = \sqrt{\frac{2S(H - H_0)\,T_1}{\mu\omega\sqrt{2gH_0}}}\,.$$

În intervalul $T_1 - T_0$, scurgerea este înecată și suprafața orificiului de alimentare continuă să varieze de la $\omega_0 = \frac{\omega}{T_1} T_0$ la întreaga sa valoare $\omega$. La sfîrșitul intervalului (la timpul $T_1$) căderea este $H_1$ care se determină cu relațiile :

$$-Sdy = \mu\omega \frac{t}{T_1} \sqrt{2gy}\, dt; \quad \sqrt{H_1} = \sqrt{H_0} - \frac{\mu\omega\sqrt{2g}}{4ST_1}(T_1^2 - T_0^2).$$

În continuare, scurgerea se face înecat pe întreaga secțiune a orificiului. Timpul necesar egalării nivelurilor este :

$$T_2 = \frac{2S}{\mu\omega}\sqrt{\frac{H_1}{2g}}.$$

Timpul total de umplere va fi :

$$T = T_1 + \frac{2S}{\mu\omega}\sqrt{\frac{H_1}{2g}}.$$

**Cazul 4.** $T_1 = T$. Rezultă $H_1 = 0$. Pe înălțimea $H - H_0$ scurgerea se face liber. Timpul $T_0$ rezultă din relația :

$$S(H - H_0) = \frac{\mu\omega}{T}\sqrt{2gH_0}\int_0^{T_0} t\,dt; \quad T_0 = \sqrt{\frac{2S(H - H_0)T}{\mu\omega\sqrt{2gH_0}}}.$$

În restul timpului $(T - T_0)$ scurgerea se face înecat cu secțiune variabilă. Analog ca mai înainte, dacă $H_1 = 0$ și $\omega_t = \frac{\omega}{T} \cdot t = Kt$ ($K$ fiind constanta dispozitivului de mișcare a vanei) :

$$T = \sqrt{T_0^2 + \frac{4S\sqrt{H_0}}{\mu K\sqrt{2g}}}.$$

Introducînd valoarea lui $T_0$ găsită mai sus rezultă :

$$T = \sqrt{\frac{2S(H - H_0)}{\mu K\sqrt{2gH_0}} + \frac{4S\sqrt{H_0}}{\mu K\sqrt{2g}}} = \sqrt{\frac{2S(H + H_0)}{\mu K\sqrt{2gH_0}}}.$$

Conform ipotezei făcute trebuie ca $T$ astfel calculat să fie egal cu timpul de deschidere a vanelor.

## 6.5. BAJOAIERELE, RADIERUL ȘI CAPETELE ECLUZEI

6.5.1. **Dispozitive constructive** (fig. XVI.33). Bajoaierele pot fi independente sau legate cu radierul într-un sistem unitar bajoaier-radier în formă de carenă. Mai rar, în special la ecluzele vechi și de mică importanță, camera sasului se construiește cu taluzuri,

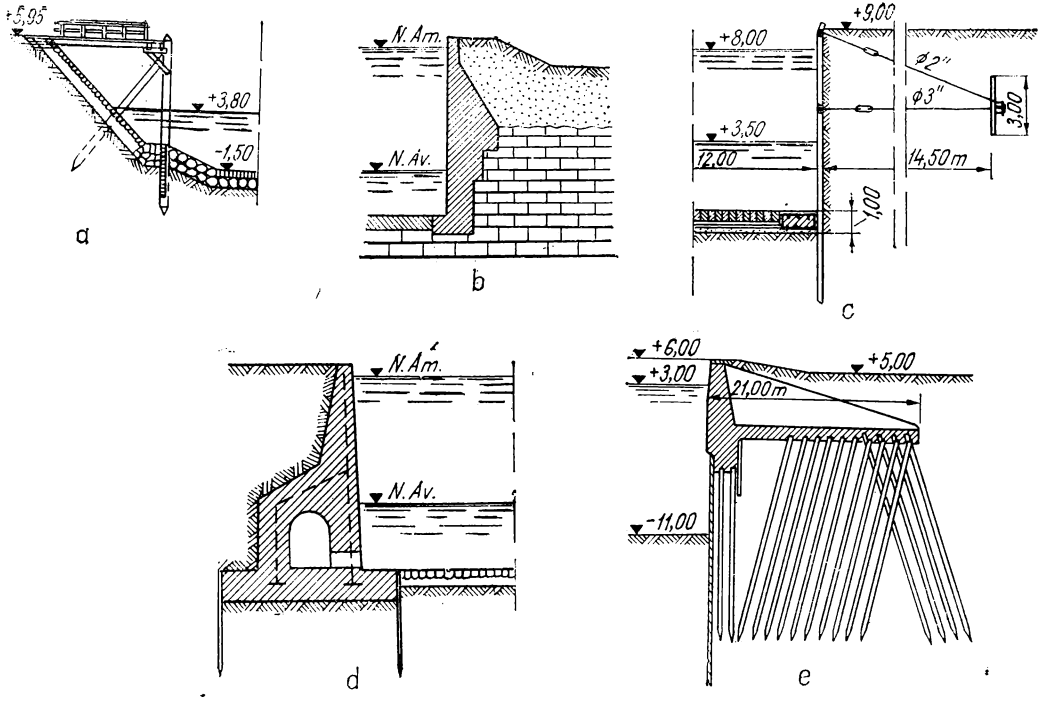



Fig. XVI.33. Tipuri de bajoaiere independente :

*a* — cu pereți taluzați ; *b* — în teren stâncos ; *c* — cu palplanșe ; *d* — zid de sprijin cu galerii longitudinale ; *e* — cheu cu piloți înalți.

bajoaierele fiind înlocuite cu pereuri. Fundul se protejează cu piatră iar pentru legarea navelor şi pentru circulaţia personalului de serviciu se construiesc estacade. Cheltuielile de investiţie sînt reduse, însă întreţinerea şi exploatarea întîmpină dificultăţi, în special datorită infiltraţiilor şi sporirii volumului de apă (şi deci şi timpului) necesar ecluzării.

Dacă ecluza se construieşte în teren stîncos, de multe ori este suficientă o simplă îmbrăcăminte de protecţie din beton, fixată eventual cu ancoraje.

Bajoaierele din palplanşe metalice sînt indicate mai ales în terenuri de fundaţie slabe. Radierul se realizează de obicei dintr-un schelet de grinzi de beton armat care menţin cei doi pereţi de palplanşe la distanţa prevăzută. Golurile dintre aceste grinzi sînt umplute cu elemente de protecţie (prefabricate de beton), aşezate pe un pat de nisip şi pietriş formînd un filtru invers. Pereţii de palplanşe se prevăd cu ancoraje. Sistemul nu permite instalarea unor galerii longitudinale de alimentare.

Bajoaierele masive au forma unui zid de sprijin, cu un fruct redus (circa 1 :100), pentru a nu micşora gabaritul sasului. În corpul lor pot fi prevăzute galerii de alimentare. Grosimea zidăriei în jurul galeriei este de circa 0,75 — 1,00 din lăţimea acesteia. Partea superioară a galeriei trebuie să se găsească la cel puţin 0,50 — 0,70 m sub nivelul minim al apei din sas, pentru ca prin rosturile transversale sau prin eventualele fisuri să nu pătrundă aer. O formă raţională specifică bajoaierelor cu galerii de alimentare este cea din fig. XVI.33, *d*.

Bajoaierele în formă de cheu vertical pe piloţi înalţi se întîlnesc mai ales la ecluzele maritime construite pe terenuri slabe.

Sistemul bajoaier-radier continuu, în formă de carenă, (fig. XVI.34) poate fi rigid, semirigid (bajoaierele rigide, radierul elastic ) sau elastic, în funcţie de lungimile şi dimen-

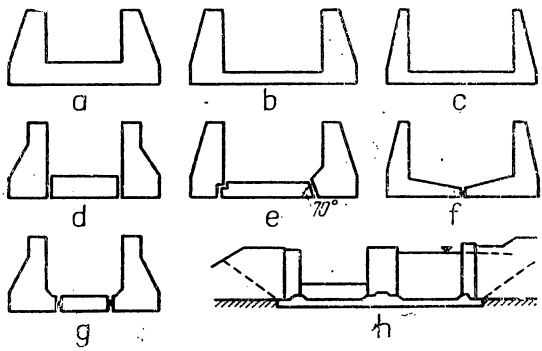



Fig. XVI.34. Tipuri de sisteme bajoaiere-radier :
*a* — sistem rigid; *b* — sistem semirigid ; *c* — sistem elastic; *d*, *e*, *f* — sisteme cu rosturi în radier; *g* — sistem articulat; *h* — ecluze gemene cu radier continuu şi bajoaiere independente.

siunile transversale ale elementelor care-l alcătuiesc. Tipul cel mai răspîndit este cel semirigid cu radierul de beton armat.

Sistemul continuu, în formă de carenă, este static nedeterminat; pentru uşurinţa calculului şi din motive constructive se pot introduce rosturi sau articulaţii în radier.

Ecluzele executate în întregime din beton armat sînt mai rare (fig. XVI.35, *a*, *b*).

În ultimul timp, prefabricatele au început să fie utilizate şi la construcţia ecluzelor. Pentru căptuşirea pereţilor interiori ai acestora s-au folosit uneori plăci de beton armat cu faţa văzută frumos lucrată, care servesc şi drept cofraje.

La ecluzele masive de beton armat s-au utilizat pe scară largă carcasele sudate. S-au executat de asemenea sisteme bajoaier-radier din beton precomprimat.

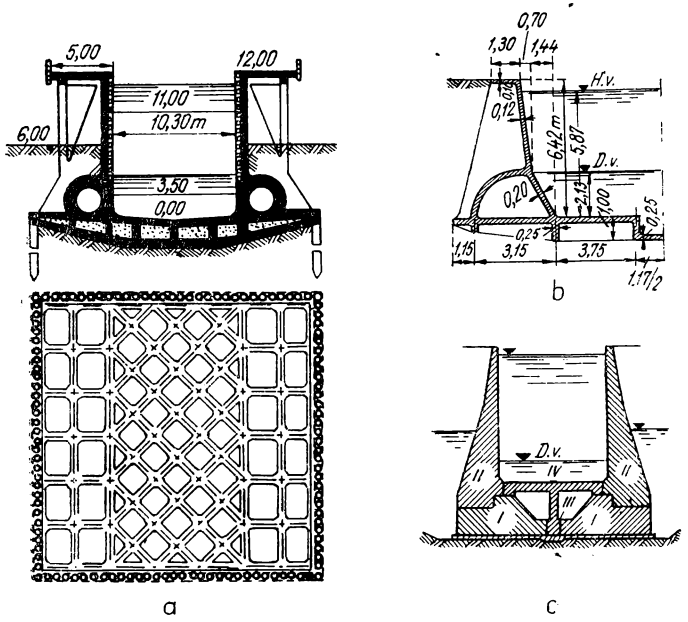



Fig. XVI.35. Ecluze de beton armat (diferite tipuri *a*, *b*, *c*).

În terenuri tasabile s-au utilizat structuri de tipul aceleia din fig. XVI.35, *c*, la care tirantul interior de beton armat şi articulaţia radierului nu s-au betonat decît după tasarea bajoaierelor.

Rosturile de construcţie şi tasare, în lungul sasului, se prevăd la cel mult 25 m pe terenuri nestîncoase şi cel mult 45 m pe cele stîncoase.

6.5.2. **Încărcări şi dimensionare.** Suprasarcinile pe platforme se consideră $q = 0{,}40 - 0{,}50$ tf/m$^2$ pentru încărcarea cu oameni, $q = 1{,}00 - 1{,}50$ tf/m$^2$ dacă se prevede posibilitatea depozitării pe platforme şi $q > 2$ tf/m$^2$ în cazul halajului cu locomotive electrice.

Schema fenomenelor de infiltraţie este determinată de permeabilitatea radierului precum şi de amplasamentul sasului în raport cu frontul de retenţie al nodului hidraulic. Curenţii de infiltraţie şi o dată cu aceştia subpresiunile, pot fi diminuate prin construcţia unor perdele de palplanşe la capătul amonte şi a unor drenuri longitudinale (pante 1 :200 —1 :500).

Încărcările date de nave (tracțiune în parîme, izbiri de elementele ecluzei), pentru nave cu un deplasament $D < 5\,000$ tf, se pot calcula cu relația :

$$P = 0{,}09\ K \sqrt[3]{D^2},$$

în care $K = 0{,}10$ pentru elementele sasului, $K = 1{,}67$ pentru estacadele de acostare și $K = 2{,}00$ pentru estacadele de ghidaj.

Forța de izbire este normală pe paramentele verticale și se consideră, de la caz la caz, concentrată sau repartizată pe un pătrat cu latura de 50 cm. Această forță poate acționa în orice punct, la orice înălțime. Odată cu forța normală de izbire poate apare o forță longitudinală $T = f\,P$ în care $f$ este coeficientul de frecare între pereții construcției și ai navei (la construcțiile de beton $f = 0{,}60$).

Pentru tracțiunea în bolard se pot lua valorile din tabelul XVI.10. Componentele acesteia $V$ după verticală, $H$ după orizontala normală de cheu, $S$ după orizontala în lungul cheului sînt :

$$V = P \sin \alpha\,;\quad H = P \cos \alpha \sin \beta\,;\quad S = P \cos \alpha \cos \beta,$$

în care $\alpha$ este unghiul tracțiunei $P$ cu verticala și $\beta$ unghiul proiecției orizontale a forței $P$ cu linia construcției de acostare. Pentru calcul se admite în general $\alpha = \beta = 30°$

*Tabelul XVI.10*

**Tracțiunea în bolard**

| Nave de pasageri și mixte | | | Nave de mărfuri | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Nr. crt. | Deplasamentul, tf | Tracțiunea în bolard, tf | Nr. crt. | Deplasamentul, tf | Tracțiunea în bolard, tf |
| 1 | < 100 | 5 | 1 | < 500 | 5 |
| 2 | 101— 500 | 10 | 2 | 501—1 800 | 10 |
| 3 | 501—1 000 | 15 | 3 | 1 801—3 000 | 15 |
| 4 | 1 001—1 500 | 20 | 4 | 3 001—5 000 | 20 |
| 5 | — | — | 5 | >5 000 | 25 |

Alegerea asigurării de calcul și verificare a nivelurilor apei, a rezistențelor admisibile, a coeficienților de stabilitate, a metodelor de calcul etc. se face în funcție de clasa de importanță a ecluzei. Pe fluviile din Europa occidentală se admit patru clase de importanță, determinate de mărimea și capacitatea de trafic a ecluzei și de importanța căii navigabile pe care o deservește.

Elementele de construcție ale ecluzei sînt : principale (cele a căror scoatere din funcțiune conduc la întreruperea sau diminuarea traficului, ca de exemplu porțile, bajoaierele) și secundare (a căror scoatere din funcțiune nu are consecințe grave, ca de exemplu estacadele porturilor de așteptare, dispozitivele de amortizare a șocurilor etc.).

Ipotezele de calcul sînt următoarele :

— ipotezele de construcție (umplutura în spatele bajoaierelor, eventual și radierul, sînt realizate parțial sau lipsesc complet) ;

— ipotezele de exploatare (nivelul maxim în ecluză combinat cu nivelul freatic minim în exterior și invers) ;

— ipotezele de reparație (ecluza goală, cu subpresiune maximă).

Datorită umplerii şi golirii ecluzei, distribuţia presiunilor pe teren suferă variaţii importante şi frecvente, asemănătoare fenomenului de pilonare. La ecluzele de mare cădere, bajoaierele oscilează lateral la fiecare umplere şi golire producînd dislocarea unei porţiuni din terenul din spate şi formarea unor crăpături adînci. Efecte asemănătoare sînt produse de variaţiile de temperatură în bajoaiere în cazul ecluzei goale. Deoarece introducerea în calcul a tuturor fenomenelor menţionate nu este în general posibilă, se recomandă adoptarea unor caracteristici geotehnice acoperitoare.

Bajoaierele se calculează în mod obişnuit, ca nişte ziduri de sprijin. În secţiunea galeriilor pereţii lucrează independent. Repartizarea presiunilor se poate face după indicaţiile din fig. XVI.36. În cazul unei forme corespunzătoare, bajoaierul poate fi asimilat cu un cadru încastrat în radier.

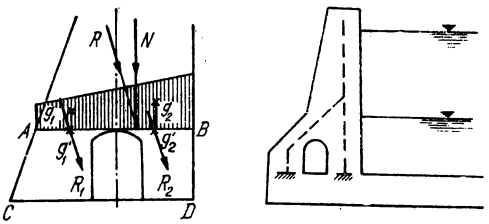



Fig. XVI.36. Scheme pentru calculul bajoaierelor.

În cazul sistemului bajoaier — radier în formă de carenă semirigid, radierul se calculează ca o grindă elastică care reazemă continuu pe un mediu elastic (ipoteza proporţionalităţii între presiuni şi tasări a lui Winkler, metoda mediului elastic semiinfinit a lui Gorbunov — Posadov). În acest caz, bajoaierele considerate rigide se detaşează de ansamblu prin rosturi orizontale sau verticale, introducîndu-se momentele, forţele tăietoare şi axiale corespunzătoare.

Dacă detaşarea se face cu rosturi verticale trebuie introduse condiţiile de capăt (tasările şi înclinările tangentei la extremităţile curbei medii deformate, egale cu cele ale tălpii bajoaierului). Dacă detaşarea se face cu rosturi orizontale calculul se simplifică, însă se introduc aproximaţii uneori destul de mari în ceea ce priveşte rigiditatea grinzii la capete (sub bajoaiere).

Pentru calculele de antedimensionare a radierului în cazul încărcărilor simetrice, se poate utiliza *metoda săgeţilor* (fig. XVI.37). Fibra medie deformată a acestuia înregistrează tasările $y_1$ la capete şi $y_0$ la mijloc. Dacă se presupune că săgeata la mijloc $s$ este egală cu suma săgeţilor pe care le-ar lua radierul considerat ca o grindă simplu rezemată la capete, se poate scrie :

$$y_0 = y_1 + \Sigma f.$$

Dacă se înmulţeşte cu coeficientul de tasare $K$ şi se scrie şi relaţia de echilibru între încărcările verticale $\Sigma q$ şi presiunile pe teren presupuse că variază linear, se obţine :

$$p_0 - p_1 = K \Sigma f \; ; \quad (p = -Ky) \; ;$$

$$(p_0 + p_1) L = 2\Sigma q.$$

Sistemul permite determinarea presiunilor pe teren $p_0$ şi $p_1$, $\Sigma f$ putînd fi calculat conform ipotezei făcute.

## 6.6. PORȚILE ECLUZEI

**6.6.1. Porți buscate.** Acestea sînt cele mai răspîndite și se întrebuințează mai ales ca porți aval. Ele constau din două panouri plane sau curbe care se rotesc în jurul unor axe verticale. În poziție închisă cele două panouri fac între ele un unghi și se reazemă etanș una pe alta, pe pragul buscului și pe zidăria bajoaierului (chardonet). În poziție deschisă porțile buscate se adăpostesc în camera porților.

Cu notațiile din fig. XVI.38, dimensiunile principale ale porții sînt: lungimea $L_p = \frac{B+d}{2\cos\theta}$, grosimea $c = (0{,}06\ldots0{,}08)\,B$, înălțimea (între axele antretoazelor extre-

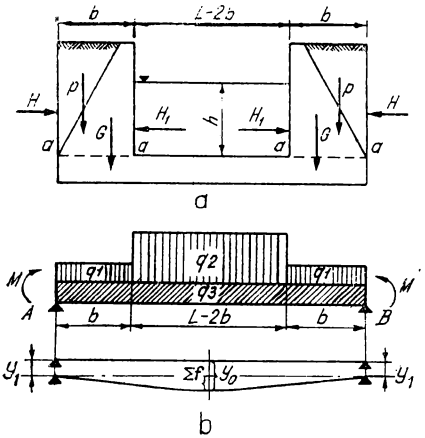



Fig. XVI.37. Metoda simplificată a săgeților:
*a* — schema de calcul; *b* — încărcări; *c* — epura tasărilor.

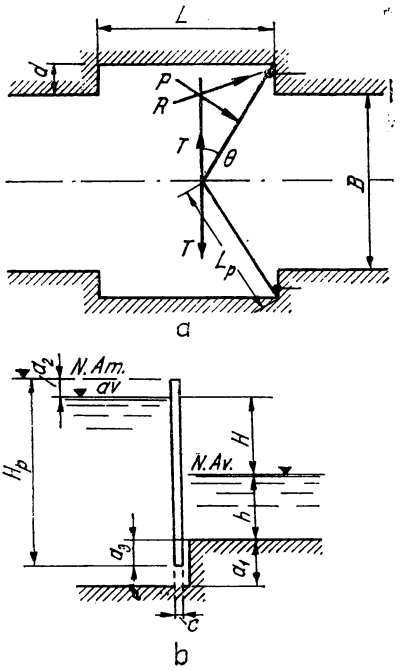



Fig. XVI.38. Porți buscate pl e:
*a* — plan; *b* — secțiune.

me), $H_p = h + H + d_2 + d_3$. Înălțimea de gardă $d_2 = 0{,}10\ldots0{,}30$ m peste nivelul maxim amonte de calcul iar distanța între axa antretoazei inferioare și fața pragului $d_3 = 0{,}15\ldots0{,}20$ m.

Adîncimea nișei $d = 0{,}10B$, lungimea $L = 1{,}10L_p$, înălțimea pragului $d_1 = 0{,}50 \ldots 1{,}00$m.

În funcție de raportul $H_p : L_p$ sistemul principal de rezistență al porți poate fi alcătuit:

— din două antretoaze principale, una situată la partea superioară iar cealaltă la partea inferioară, pe care reazemă un sistem de montanți continui, așezați la distanțe egale. Între aceștia, pentru rezemarea tolei de etanșeitate, se așază o serie de antretoaze secundare, discontinue ($H_p : L_p \geqslant 0{,}75$);

— dintr-o serie de antretoaze principale între care se fixează montanți secundari discontinui ($H_p : L_p > 0{,}75$);

— dintr-un sistem casetat de antretoaze și montanți (sistem încrucișat);

— dintr-o ramă și două diagonale (sistem diagonal).

Primul sistem conduce la antretoaze de dimensiuni mari. Antretoaza inferioară, care este cea mai încărcată, lucrează însă în condiții bune, sprijinind pe toată lungimea pe pragul buscului. Se calculează ca o grindă elastică rezemînd pe un mediu elastic și i se dă de obicei aceleași dimensiuni ca antretoazei superioare.

În sistemul al doilea, prin interpunerea unor corpuri străine între cele două panouri, din cauza tasărilor sau variațiilor de temperatură, rezemarea reciprocă a antretoazelor nu se mai realizează și poarta se poate deforma. Pentru a păstra aceeași secțiune a antretoazelor, acestea se așază la distanțe neegale pentru a fi egal încărcate de presiunea hidrostatică. La partea superioară, distanța maximă între două antretoaze nu trebuie să depășească 2,50 — 2,80 m iar la partea inferioară să nu fie sub 0,80 — 1,00 m (din considerente de montaj).

Sistemul casetat este mai rigid și mai rezistent însă se execută mai greu. Sistemul diagonal se utilizează rar.

Tola de etanșare poate avea grosimi variabile pe înălțime. Înnădirea se face pe filele orizontale ale antretoazelor. La grosimea de rezistență $\delta$ se adaugă 1 mm pentru rugină; $\delta_{min} = 6$ mm. Tola se consideră rezemată pe patru laturi sau numai pe două, după cum raportul laturilor $\frac{a}{b}$ este mai mic sau mai mare ca 2.

Din punct de vedere static, porțile buscate pot fi considerate ca un arc cu 3 articulații. Presiunea pe poartă este:

$$P = \gamma \frac{H_p^2 - h^2}{2} \frac{B + d}{2 \cos \theta}.$$

Neglijînd rezemarea pe prag, valoarea reacțiunilor $R$ este:

$$R = \frac{P}{2 \sin \theta}; \quad R = \gamma \frac{H_p^2 - h^2}{2} \frac{B + d}{2 \sin 2\theta}.$$

Reacțiunile $R$ dau o componentă axială de compresiune în antretoazele principale. Momentele încovoietoare în acestea pot fi micșorate prin adaptarea unor forme curbe. Greutatea panoului $G = (H_p L_p)^{3/2}$ tf. Pe pasarela de serviciu se consideră o încărcare utilă $q = 0{,}40$ tf/m$^2$.

Etanșeitatea porții pe prag, la contactul între cele două panouri ale sale, în dreptul montanților buscați, ca și în tot lungul montanților rotativi se realizează cu ajutorul unor grinzi de lemn.

La partea interioară, poarta reazemă pe un pivot fixat într-un sistem de crapodine La partea superioară pivotul de rotație este prins în colier care este ancorat în zidăria bajoaierului cu labele de paianjen (fig. XVI.39). Transmiterea forțelor axiale din poartă se face cu ajutorul unor reazeme intermediare (umeri) fixate pe montantul rotativ, în dreptul fiecărei antretoaze. Contactul acestora și al pieselor de etanșare cu zidăria nu se realizează decît în poziția închisă a porții. Din această cauză, în majoritatea cazurilor axul de rotație al porții este situat excentric față de axul de simetrie a acesteia.

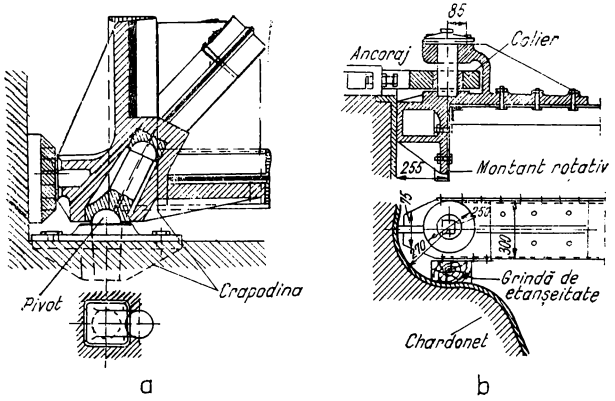



Fig. XVI.39. Reazemele porților :
*a* — reazemul inferior, pivotul și crapodina ; *b* — reazemul superior, colierul și ancorajul.

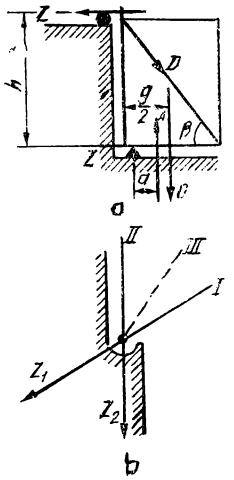



Fig. XVI.40. Schema ancorajelor :
*a* — elevație ; *b* — plan.

Deschiderea și închiderea porții nu se poate face decît după ce s-a realizat egalarea nivelurilor de apă din bief cu cele din sas. În timpul manevrei porții, din cauza excentricității greutății acesteia față de axa de rotație, apar forțe de tensiune apreciabile în ancoraje. Pentru micșorarea acestor forțe $Z$ se pot introduce compartimente etanșe. Dacă $A$ este forța de plutire a acestora și $g$, $h$ și $a$ brațele de pîrghie a forțelor menționate (fig. XVI.40) :

$$Z = \frac{G_g - A_a}{h}.$$

Pentru $Z = 0$ rezultă $A \approx G$ ceea ce conduce la o nestabilitate a porții pe reazeme. Pentru obținerea unui moment mare cu o forță de plutire relativ redusă este necesar să se mărească brațul de pîrghie a acesteia, prin amenajarea unor compartimente etanșe excentrice.

Sistemele principale de mecanisme utilizate pentru manevra porților buscate sînt cele cu cremalieră, cu roți și cu cabluri.

Sistemul cu cremalieră se utilizează în general la porți mici care necesită forțe de tracțiune reduse iar cel cu roți la porți mari, grele. Diametrul roții (pînă la 5 — 7 m), poziția ei față de axul de rotație al porții și lungimea barei de legătură se aleg astfel încît pentru deschiderea completă a porții să efectueze o rotație de 180 — 200°. Se realizează o creștere, respectiv o micșorare gradată a vitezei porții la pornire și oprire, ceea ce are ca urmare o reducere apreciabilă a forțelor de inerție.

Sistemul cu lanțuri realizează tracțiunea mai aproape de centrul de greutate al forțelor rezistente. Controlul și întreținerea sistemului sînt însă mai dificile.

Momentul rezistent la mișcarea porții este alcătuit din :

— momentul frecărilor pe pivot și în colier, $M_1 = 0{,}50\, f_1\, d_1\, Z + 0{,}25\, f_2\, d_2\, G_0$, în care $f_1$, $f_2$ sînt coeficienții de frecare, $d_1$, $d_2$ — diametrele colierului, respectiv al pivotului inferior, $Z$ — tracțiunea în colier, iar $G_0$ — greutatea aparentă a porții ;

— momentul presiunii hidrostatice datorit supraînălțării $\Delta$ care ia naștere în spatele porții în timpul rotirii sale $M_2 = 0{,}5\, \gamma\, \Delta\, L_p^2$ ;

— momentul presiunilor hidrodinamice $M_3 = \dfrac{K\gamma}{8g}\, \omega^2\, H_p\, L_p^4$, în care $\omega$ este viteza unghiulară a porții (constantă) ;

— momentul presiunii vîntului pe suprafața liberă a porții $M_4$ ;

— momentul forțelor de inerție $M_5 = 0.126\, \varphi\, \dfrac{G_0\, L_p^2}{t^2} \cos \dfrac{\pi\, t_1}{t}$ în care $\varphi$ este unghiul total de rotire a porții (în radiani), $t$ — timpul total de deschidere a porții, iar $t_1$ — timpul considerat ;

— momentul forțelor accidentale (ruginiri, înnisipări etc.) $M_6$. Momentul total maxim se calculează ținînd seamă de variația momentelor componente în timp.

6.6.2. **Alte tipuri de porți.** Aproape toate tipurile de stăvilare se pot utiliza ca porți de ecluze (fig. XVI. 41). După porțile buscate, cele mai răspîndite sînt porțile plane.

Porțile plane ridicătoare — coborîtoare sînt caracteristice capetelor amonte cu zid de cădere, în care caz pot servi și pentru alimentarea ecluzei (alimentare frontală). Pentru înălțimi mari, porțile plane ridicătoare — coborîtoare se pot realiza din două panouri independente. Porțile de acest tip pot lucra și la presiuni de sens invers, sînt puțin sensibile la tasările fundației, se pot deschide sub sarcină și se întreține și se repară ușor. Dacă servesc și pentru alimentarea ecluzei, utilizarea lor poate conduce și la economii importante de zidărie (micșorarea lungimii capetelor). Necesită însă forțe de ridicare mari și suprastructuri puternice, limitează gabaritul navigabil și se încadrează greu în peisaj.

În ultimul timp, unele porți ridicătoare s-au construit de formă cilindrică (poarta aval a ecluzei de mare cădere St. Pierre de pe canalul Donezère-Mondragon, Rhône). Poarta are o înălțime de numai 14,80 m ; restul de circa 20 m este acoperit de un timpan fix de beton armat, în interiorul căruia culisează poarta. Recent, pentru asigurarea funcționării ecluzei în cazul avarierii porții cilindrice aval, s-a montat în fața acesteia, la circa jumătate din lungimea sasului, o poartă buscată de mare înălțime (7,30 × 30,50 m).

Porțile plane coborîtoare se adăpostesc în spatele zidului de cădere. Mișcarea lor este ușurată de o serie de camere etanșe sau de cutii deschise în care se poate trimite aer sub presiune.

Porțile plane rulante se mișcă pe o direcție transversală ecluzei, pe un sistem de cărucioare, în poziție închisă adăpostindu-se într-o nișă special amenajată în bajoaiere. Se folosesc mai ales la ecluzele maritime și la docurile uscate putînd atinge dimensiuni considerabile (la ecluza Ymuïden au lungimea de 53,50 m, înălțimea de 20,00 m, iar grosimea de 8,50 m).

Porțile rabatabile (clapetele) se mișcă în jurul unui ax de rotație orizontal situat la partea inferioară. Se utilizează de preferință la capetele amonte cu zid de cădere, atunci cînd lungimea depășește cu mult înălțimea reținerii (30,00 × 9,00 m). Sînt indicate în cazul în care evacuarea apelor de viitură se face și prin ecluză. Pentru a rezista mai bine momentelor de torsiune, care apar în cazul exercitării forțelor de manevră numai la o extremitate, s-au executat clapete de formă lenticulară (Fischbauch).

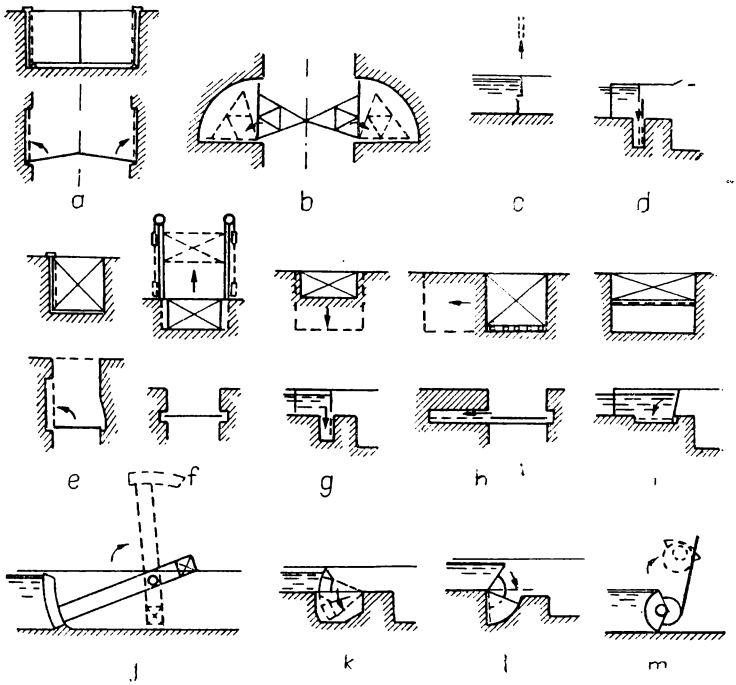



Fig. XVI.41. Alte tipuri de porți.

Porțile segment (de obicei coborîtoare) se utilizează la capul amonte, la ecluzele cu zid de cădere. Pentru umplerea sasului porțile se ridică inițial puțin deasupra pragului, formînd o fantă cu o înălțime de circa 1,00—1,50 m; alteori umplerea se face prin deversare pe la partea superioară. Aceste porți acoperă deschideri mari (circa 30 m), cu rețineri pînă la 7,00—8,00 m și se pot manevra sub sarcină, cu forțe relativ reduse (rezultanta presiunilor apei trece prin axul de rotație).

Porțile sector se mișcă în jurul unor axe verticale. În poziție închisă se adăpostesc într-o nișă special amenajată în bajoaier. Spre sfîrșitul umplerii sasului, porțile sector se pot deschide pentru a scurta timpul de alimentare. Se utilizează pentru presiuni mici la capul amonte. Ca și porțile segment, necesită lungirea suplimentară a capului ecluzei.

## 6.7. PORTURI DE AȘTEPTARE

Asigură variația vitezei și staționarea convoaielor, înainte și după ecluzare, ferindu-le de curenți puternici, de valuri și de vînt. În unele cazuri, în porturile de așteptare se prevăd cale și ateliere de reparat nave, putîndu-se efectua și anumite operații de încărcare și descărcare a navelor.

Porturile de așteptare situate pe canalele navigabile au o formă simetrică sau antisimetrică. Pe rîuri și lacuri de acumulare forma se modifică în funcție de situația locală, curenți, valuri etc. (fig. XVI.42).

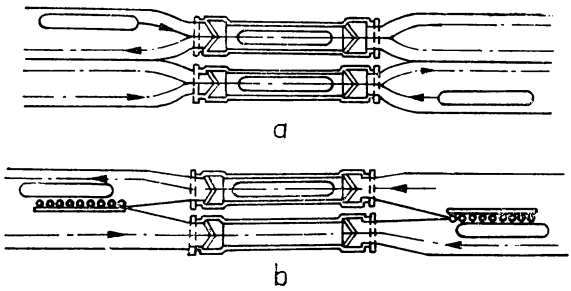



Fig. XVI.42. Porturi de așteptare:
*a* — dispoziție simetrică; *b* — dispoziție antisimetrică.

Lungimea porturilor de așteptare trebuie să fie egală cu două lungimi de convoi de calcul, din care cel puțin trei sferturi în aliniament. În mod curent rezultă lungimi de 300 — 500 m. Lățimea minimă $B_0 = 3b + d$, unde $b$ este lățimea navei de calcul, iar $d$ — distanța între nave ($d = 2 - 3$ m). Înclinarea în plan a porțiunii de racordare canal-port de așteptare este de 1 :10, iar a porțiunii port de așteptare-ecluză de 1 :7...1 :10 pe partea unde staționează navele care așteaptă ecluzarea și circa 1 :4 pe partea de ieșire a acestora din ecluză, unde pericolul de abordaj este mai mic. La ecluzele mai noi, liniile de racordare pe ambele laturi au înclinarea în plan de circa 1 :5, fiecare din laturi putînd servi pentru așteptare.

Malurile porturilor de așteptare se apără și se consolidează corespunzător. Pentru acostarea navelor se construiesc estacade. În bieful amonte, unde adîncimea de fundare a acestora poate fi foarte mare, se utilizează estacade plutitoare fixate pe ancore sau pile, între care dispozitivele plutitoare culisează urmărind nivelul variabil al apelor. Pe rîuri și lacuri de acumulare, estacadele servesc uneori și pentru delimitarea porturilor de așteptare (spre apă), (fig. XVI.43 și XVI.44).

În lipsa unor curenți puternici, estacadele pot fi permeabile (à claire voie); în caz contrar se construiesc masive sau se prevăd pe 2 — 4 m adîncime cu pereți continui care să asigure liniștea în porturile de așteptare. În unele cazuri, înnisiparea porturilor de așteptare poate fi mai activă decît în restul amenajării.

La intrarea și ieșirea din ecluze se prevăd estacade de ghidaj de formă în general curbă, dotate eventual cu dispozitive mecanice de amortizare a șocurilor.

## 6.8. INSTALAȚII ȘI DISPOZITIVE ANEXE

Pentru a evita agitația apei produsă de elice, deplasarea navelor în lungul ecluzei și uneori chiar în porturile de așteptare este asigurată de locotractoare, vinciuri mecanice sau pisici care se mișcă pe o cale aeriană.

Pentru fixarea navelor se prevăd la distanțe de 15 — 20 m bolarzi și organouri. La căderi mai mari se montează și bolarzi plutitori sau acționați mecanic, care se mișcă

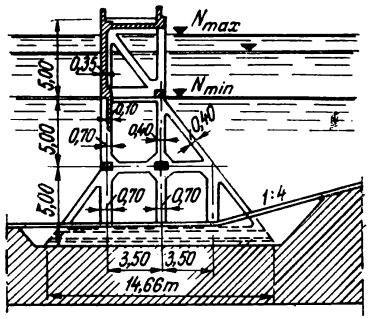



Fig. XVI.43. Estacadă de beton armat.

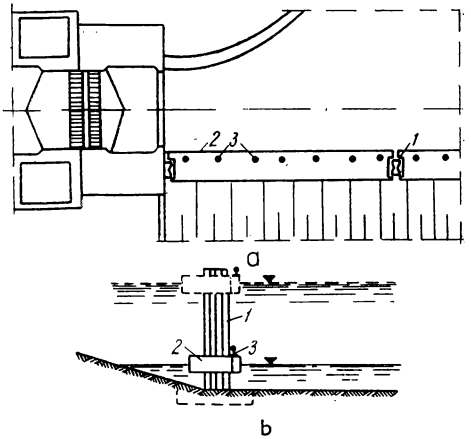



Fig. XVI.44. Estacadă plutitoare pentru variații mari de nivel:
*a* — plan; *b* — elevație;
*1* — grup de piloți; *2* — ponton; *3* — bolarzi.

pe verticală, odată cu nivelul apei din sas. În acest fel lungimea legăturilor navei cu bolarzii poate rămîne invariabilă în tot timpul alimentării.

Scările verticale de acces cu lățimi de 0,45 — 0,50 m se prevăd la capetele ecluzei și la fiecare 30 — 40 m. În lungul acestora la distanță de 0,85 m de axă și 1,30 — 1,50 m pe verticală se fixează organourile.

Instalația de semnalizare exterioară servește pentru dirijarea trecerii navelor prin ecluză. Ea poate fi luminoasă, acustică sau prin radio. Se mai utilizează balize și semafoare. Mișcarea navelor și pozițiile diferitelor instalații (porți, vane ale canalelor de alimentare etc.) poate fi urmărită de la postul central de comandă cu ajutorul semnalizării interioare optice (semnale luminoase) sau indicatoare (cu imagini).

Dispozitivele de comandă și de manevrare ale ecluzei sînt mecanice și manuale. Comanda se face de obicei centralizat, dintr-una sau din două cabine de comandă situate la mijlocul, respectiv la capetele ecluzei.

Sistemul de iluminare este prevăzut, în unele cazuri, cu celule fotoelectrice care permit aprinderea becurilor numai la trecerea convoaielor. La unele ecluze se prevăd dispozitive electrice sau pneumatice pentru predarea actelor de bord la agenție și înapoierea lor.

**BIBLIOGRAFIE**

1. Čábelka, J. *Vnútrozemské vodné cesty. Státni nakladatelstvi technické literatúry.* Praha-Bratislava, 1963.
2. Dehnert, H. *Schleusen und Hebewerke* Berlin-Göttingen-Heidelberg, Springer, 1954.
3. Djunkovskii, N. N. şi Berezinskii, A. R. *Vnutrennie Vodnie puti.* Moscova, Stroiizdat, 1948.
4. Manoliu, A.I. *Regularizări de ruri şi căi navigabile interioare.* Bucureşti, Editura tehnică, 1959.
5. Mihailov, A. V. *Sudohodnie şliuzî.* În: Gos. Izd. Lit. po stroit. i Arhit., Moscova, 1955—1965.
6. Press, H. *Binnenwasserstrassen und Binnenhafen.* Berlin, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, 1956.
7. *Bulletin de l'assocciation internationale permanente des Congrès de Navigation.* Bruxelles.
8. *Travaux.* Paris.
9. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers.* Journal of the Waterways and Harbors Division. New York.

SECȚIUNEA XVII

# PORTURI INTERIOARE ȘI MARITIME

**Prof. ing. Ion A. Manoliu**

CUPRINS

1. Generalităţi, clasificări . . . . . 215
2. Amplasamentul şi dezvoltarea porturilor . . . . . 216
2.1. Porturi interioare . . . . . 216
2.2. Porturi maritime . . . . . 220
3. Elementele portului . . . . . 223
3.1. Suprafeţele de apă (aquatoriul) . . . . . 223
3.2. Gura de intrare . . . . . 229
3.3. Frontul de acostare . . . . . 232
3.4. Teritoriul portului . . . . . 236
3.5. Indici tehnico-economici ai porturilor . . . . . 238
4. Depozitarea, manipularea şi circulaţia mărfurilor în port . . . . . 239
4.1. Depozite portuare . . . . . 239
4.2. Mecanizarea operaţiilor portuare . . . . . 243
4.3. Capacitatea de tranzit a danelor . . . . . 248
4.4. Căi ferate şi drumuri de acces . . . . . 249
5. Valurile de vînt şi caracteristicile lor . . . . . 251
5.1. Valurile de vînt . . . . . 251
5.2. Hula . . . . . 252
5.3. Unde staţionare (clapotis) . . . . . 255
5.4. Valurile în apropierea coastelor . . . . . 257
6. Construcţii exterioare de apărare a porturilor maritime . . . . . 260
6.1. Construcţii cu taluzuri . . . . . 260
6.2. Construcţii cu parament vertical şi de tip combinat . . . . . 264
7. Şantiere navale. Instalaţii de andocare . . . . . 268
7.1. Cale de reparaţii . . . . . 271
7.2. Cale de construcţie . . . . . 276
7.3. Docuri uscate . . . . . 278
7.4. Docuri plutitoare . . . . . 280
*Bibliografie* . . . . . 281

# 1. GENERALITĂȚI, CLASIFICĂRI

Portul este o stație de tranzit între căile navigabile și cele terestre. Acesta trebuie să dispună de suprafețe de apă bine adăpostite împotriva valurilor, curenților, aluviunilor și uneori a variațiilor mari de nivel (aquatoriul), precum și de suprafețele de teren necesare funcționării sale (teritoriul).

În port, navele trebuie să poată staționa și opera cu ușurință și în deplină siguranță, în care scop trebuie să fie dotat cu toate construcțiile, amenajările, instalațiile și utilajul necesar.

După așezarea lor geografică porturile se împart în :

— porturi interioare situate pe rîuri, fluvii și lacuri ;

— porturi maritime situate pe malul mărilor și oceanelor ;

— porturi fluvial-maritime situate la gurile de vărsare ale fluviilor sau pe sectorul maritim al acestora.

Porturile maritime care se găsesc complet sub influența fenomenelor de maree (flux, reflux) se numesc porturi deschise iar cele apărate de ecluze sau numai de porți, porturi ecluzate. Porturile mixte au numai unele bazine în legătură directă cu marea (bazine de maree).

După destinație porturile pot fi comerciale, militare, speciale (industriale, de iernare și refugiu, yachting etc.).

După durata de exploatare se deosebesc porturi definitive și provizorii, cu exploatare permanentă sau sezonieră.

După gradul de dispersare a suprafețelor de apă și frontului de operații, porturile se pot prezenta ca un tot unitar de exemplu portul Constanța sau sub forma unui complex portuar alcătuit din mai multe porturi sau puncte de operații situate uneori la mari distanțe unele de altele de exemplu portul Londra.

Porturile se mai pot clasifica după caracteristicile lor tehnico-economice și în special după importanța traficului. Din acest punct de vedere se deosebesc porturi mondiale, internaționale, de interes național, regional și local. Normativele întocmite în ultimii ani în aproape toate țările cu o rețea de transporturi pe apă mai importantă, clasifică porturile după volumul traficului și după caracteristicile căilor navigabile de acces (STAS 4273 - 61).

În conformitate cu categoria portului se determină principalii săi parametri constructivi și funcționali (de exemplu asigurarea de calcul împotriva inundării cheurilor și platformelor, înzestrarea frontului de acostare, normele de încărcare — descărcare etc.).

Avînd în vedere marea diversitate a traficului diferitelor porturi, se utilizează uneori coeficienți de echivalare. Conform STAS-ului menționat, o tonă de mărfuri în vrac echivalează cu zece tone mărfuri lichide (produse petrolifere), iar o tonă de mărfuri generale cu douăzeci și cinci de tone de aceleași produse. O comparație și o clasificare

în care s-ar lua ca bază numai traficul global fără a se lua în considera ţie şi natura acestuia, ar da o imagine falsă asupra dezvoltării şi dotării portului.

Traficul de mărfuri şi pasageri al unui port poate să aibă un caracter local, regional, naţional sau internaţional (mondial). Traficul între porturile aceleiaşi ţări constituie traficul de cabotaj. Traficul de transbord cuprinde operaţiile de trecere a mărfurilor de la o navă la alta.

Din punct de vedere vamal, traficul unui port poate să fie de import, de export sau de tranzit internaţional în care mărfurile trec prin port fără a plăti taxa vamală fiind păstrate în incinte special amenajate, separate de restul portului (docuri, întrepozite vamale, eventual zone libere în care pot fi şi prelucrate).

Portul este alcătuit din următoarele elemente : aquatoriul, teritoriul, frontul de operaţii cu danele acestora, depozitele de mărfuri, clădirile de exploatare şi administraţie (inclusiv cele social-culturale), căile de comunicaţie interne (căi ferate, şosele, tele, comunicaţii). Afară de acestea, portul trebuie să mai fie dotat cu construcţiile, utilajele, instalaţiile şi parcul de nave, necesare exploatării şi întreţinerii portului precum şi semnalizării de zi şi de noapte pentru navigaţie.

## 2. AMPLASAMENTUL ŞI DEZVOLTAREA PORTURILOR

### 2.1. PORTURI INTERIOARE

Porturile interioare se amplasează pe un şenal navigabil stabil, cu adîncimi navigabile suficiente în toată perioada anului, ferit de acţiunea gheţurilor şi curenţilor puternici. Sînt indicate malurile concave. O atenţie deosebită trebuie acordată dezvoltării bancurilor din apropierea portului, stabilindu-se tendinţele de extindere, eventual de migrare a acestora. În mod obişnuit se preferă amplasarea portului în amontele bancurilor şi a punctelor de confluenţă cu alte rîuri.

Dacă portul se amplasează pe un sector rectiliniu sau pe maluri slab concave, se poate obţine curbura dorită prin lucrări de regularizare.

O atenţie deosebită trebuie acordată legăturii portului cu reţeaua de căi ferate şi drumuri din interiorul ţării, apropierii portului de centrele populate şi industriile pe care le deserveşte. Amplasamentul este de asemenea influenţat de configuraţia şi înălţimea ţărmului, terasele din spatele portului şi stabilitatea lor, întinderea platformelor joase pe care se poate dezvolta portul, condiţiile geologice de fundare, eventualele desafectări etc.

Porturile interioare se pot dezvolta exclusiv în lungul malurilor rîului (fig. XVII.1), în bazine legate de acestea (fig. XVII.2) sau mixt (fig. XVII.3).

Porturile care se dezvoltă exclusiv în lungul malurilor sînt în general porturi mici cu trafic redus. Construcţia lor este simplă. Printr-un amplasament judicios ales, adîncimile navigabile necesare în lungul frontului de operaţii se pot obţine în mod natural. Pericolul de incendiu este mai redus. Extinderea unui astfel de port pe lungimi uneori de 2 — 3 km face ca exploatarea să fie mai dificilă. În timpul perioadei de îngheţ (circa două luni pe Dunărea inferioară) întregul parc de nave din port trebuie să se refugieze

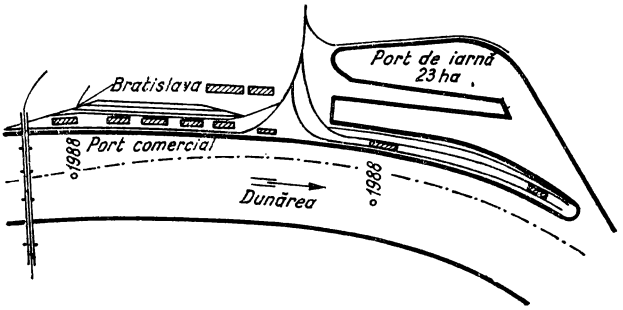



Fig. XVII.1. Portul Bratislava.

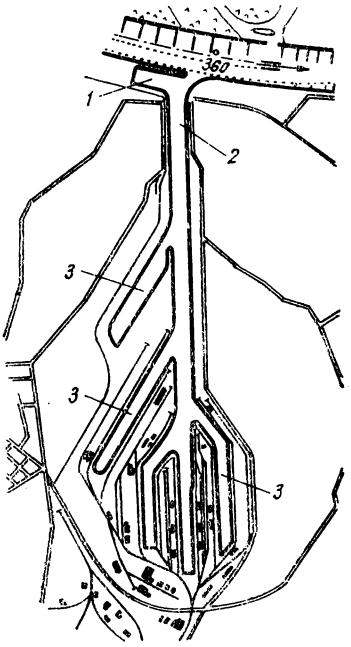



Fig. XVII.2. Port pe Rhin la Karlsruhe :
*1* — bazin de așteptare; *2* — canal de legătură; *3* — cheuri.

într-un adăpost de iernare. Majoritatea porturilor româneşti de la Dunăre s-au dezvoltat exclusiv în lungul malului. Excepţie fac porturile Giurgiu, Cernavodă, Brăila şi Galaţi ( fig. XVII.3).

Porturile interioare mai mari se dezvoltă mixt (fig. XVII. 3 ). Datorită bazinelor se poate obţine o grupare mai strînsă a elementelor portului, o organizare mai

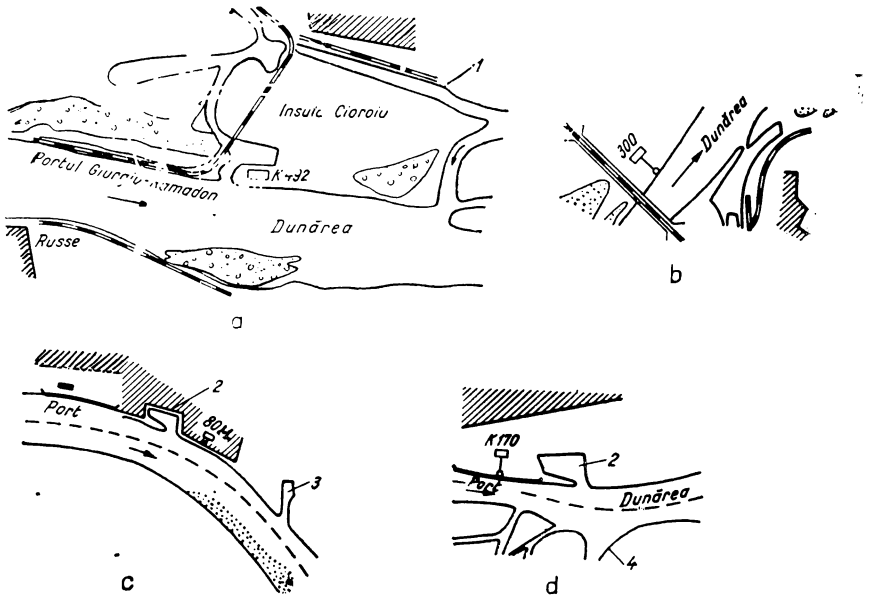



Fig. XVII.3. Porturi româneşti la Dunăre :
*a* — Giurgiu; *b* — Cernavodă; *c* — Galaţi; *d* — Brăila; *1* — Bazinul Sf. Gheorghe; *2* — Bazinul Docurilor; *3* — Bazinul de lemnărie; *4* — Braţul Măcin.

economică şi mai raţională a exploatării, o specializare pe raioane. Suprafeţele interioare de apă sînt la adăpostul curenţilor şi gheţurilor şi stabilitatea fundurilor este mai bine asigurată. Condiţiile geologice de fundare fiind în general mai bune în lunca rîului, cheurile şi fundaţiile construcţiilor portuare din bazine se pot executa mai ieftin, de multe ori la uscat (înainte de dragarea bazinelor).

Dintre neajunsuri se pot menţiona : navele manevrează mai greu din lipsa curentului mai ales în timpul vînturilor puternice ; frontul de operaţii este mai depărtat de rîu, accesul este mai greu şi necesită un timp mai îndelungat ; spaţiul disponibil în bazine pentru adăpostirea şi manevrarea navelor este mai restrîns ; pericolul în caz de incendiu este mai mare ; înnisiparea accesului sau eşuarea acolo a unei nave duce la întreruperea activităţii întregului port ; apele din bazine sînt mai murdare şi adeseori necesită instalaţii speciale de primenire ; dacă sistemul de bazine se întinde mult în albia majoră,

platformele acestora şi digurile care protejează canalele de acces, împiedică scurgerea apelor mari.

2.1.1. **Porturi pe canale navigabile.** Deoarece pe canalele navigabile viteza apei şi transportul de aluviuni sînt practic nule, nu se impun condiţii speciale pentru amplasamentul porturilor. Acestea se dezvoltă sub forma unor supra lărgiri locale ale canalului

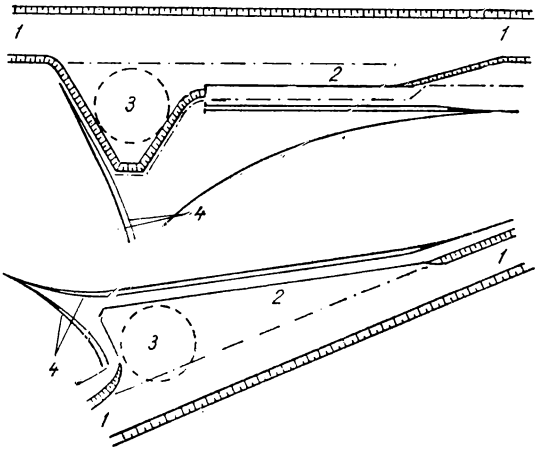



Fig. XVII.4. Porturi dezvoltate în lungul unui canal navigabil:
*1* — canal navigabil; *2* — front de operaţii; *3* — spaţiul de întoarcere; *4* — sistem c.f.

Aceste supralărgiri în care navele staţionează, operează, manevrează şi întorc trebuie să fie suficient de mari pentru ca gabaritul de circulaţie în canal să rămînă complet liber (fig. XVII.4).

2.1.2. **Porturi pe lacurile de acumulare.** Se amplasează adesea în vecinătatea nodului hidraulic, în legătură cu portul amonte al ecluzei (fig. XVII.5). În acest caz trebuie să se ţină seama de variaţiile de nivel datorită funcţionării hidrocentralei (variaţii zilnice de 2 m şi mai mult) care stînjenesc mult staţionarea şi operaţiile navelor.

Pentru adăpostirea navelor în timp de furtună se construiesc porturi de refugiu, pe cît posibil în golfuri bine adăpostite de maluri înalte. Distanţa între două porturi de refugiu se alege în funcţie de posibilităţile de prognoză a furtunilor şi de viteza navelor. Astfel, dacă furtuna poate fi anunţată cu două ore înainte şi dacă viteza convoaelor de şlepuri este 10 km/h, distanţa maximă între porturile de refugiu este de 40 km.

Pentru asigurarea liniştei necesare staţionării navelor se construiesc lucrări exterioare de apărare ca şi la porturile maritime.

Se pot realiza importante economii dacă construcţiile hidrotehnice se execută la uscat, înainte de umplerea lacului.

2.1.3. **Porturi fluvial-maritime.** Se dezvoltă la gurile de vărsare ale fluviilor şi pe sectoarele fluvial-maritime a acestora, la depărtări de mare uneori importante (portul Brăila 170 km, portul Rouen 110 km etc.).

În cazul mărilor cu slabe fenomene de maree, porturile fluvial-maritime aşezate la gura de vărsare u se pot dezvolta decît pe fluviu. Înaintarea continuă a deltei face foarte dificilă asigurarea unui acces direct al portului la mare.

La mările cu amplitudini importante de flux şi reflux, exploatarea porturilor în estuare întîmpină greutăţi. Intervine nefavorabil şi fenomenul de mascaret. Accesul navelor în porturile fluvial-maritime situate adînc în interior se corelează cu variaţiile orare de nivel, profitîndu-se de nivelurile înalte ale mareei pentru accesul navelor de mare tonaj.

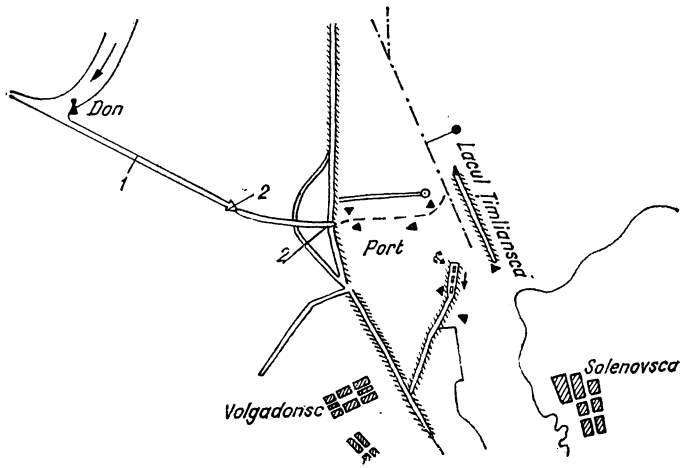



Fig. XVII.5. Portul Ţimlianska :
*1* — canal ; *2* — ecluză.

În porturile fluvial-maritime este indicat ca suprafeţele de apă şi cheurile destinate exclusiv navelor fluviale să fie grupate în amontele portului. În felul acesta amenajările respective (bazine, cheuri) se pot realiza mai economic pentru adîncimile reduse necesare navelor fluviale iar manevrele navelor maritime nu sînt stingherite de convoaiele de şlepuri specifice navigaţiei fluviale.

Pentru operaţiile de transbord se rezervă suprafeţe speciale care să permită un acces uşor şi sigur atît navelor fluviale cît şi celor maritime.

## 2.2. PORTURI MARITIME

Condiţiile de bază pentru stabilirea amplasamentului porturilor maritime sînt : protecţia împotriva valurilor şi curenţilor maritimi, asigurarea unui acces comod şi sigur pentru nave.

Golfurile adînci şi bine adăpostite, suprafeţele marine situate în spatele unui cordon de insule, a unui promontoriu stîncos etc. oferă condiţii naturale favorabile amplasării porturilor maritime.

În mod cu totul general, din punctul de vedere al amplasamentului, porturile maritime se pot împărţi în :

— porturi maritime pe funduri stabile (stîncoase) cu un transport de aluviuni neînsemnat ;

— porturi maritime pe funduri mobile (nisipoase), cu un puternic transport de aluviuni datorit curenţilor maritimi şi valurilor.

2.2.1. **Porturile pe funduri stîncoase.** Acestea beneficiază de obicei de adîncimi naturale mari, chiar în imediata vecinătate a coastei. Dat fiind transportul redus de aluviuni, întreţinerea adîncimilor şenalului de acces nu prezintă dificultăţi. Plaja de obicei îngustă este limitată de faleze înalte. Lucrările exterioare de apărare ale portului neputînd fi împinse mult spre larg din cauza adîncimilor care cresc foarte repede, platformele portului se dezvoltă adesea cu dificultăţi în săpătură în malul înalt.

Dacă portul este situat într-un adăpost natural, de exemplu într-un golf, propagarea valurilor în port poate fi împiedicată prin construirea unui dig (eventual a unui sistem de diguri). În lipsa unui asemenea adăpost, portul se dezvoltă în plină mare, în spatele unui dig paralel cu malul (fig. XVII.6).

Se recomandă ca adîncimile la care se aşază lucrările exterioare de apărare să nu depăşească 20—25 m. Totuşi în unele cazuri a fost necesar să se meargă la adîncimi de 40—50 m şi chiar mai mult (portul Valparaiso din Chile, Matarova din Peru etc.).

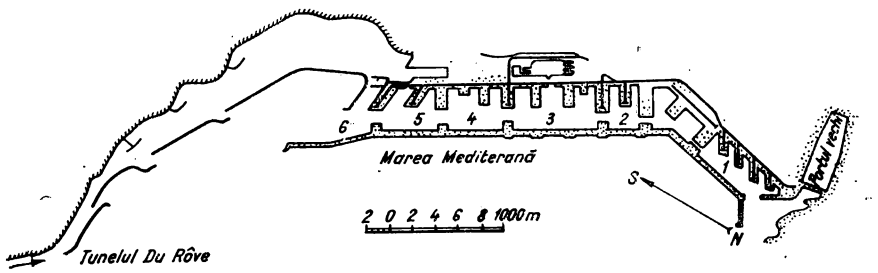



Fig. XVII.6. Portul Marsilia :

*1* — Bazinul Joliette ; *2* — Bazinul gării maritime ; *3* — Bazinul Naţional ; *4* — Bazinul La Pinède ; *5* — Bazinul Wilson ; *6* — Bazinul Mirabeau.

2.2.2. **Porturi pe funduri mobile.** Acestea se întîlnesc în regiunile cu plaje întinse şi în vecinătatea gurilor de vărsare a apelor interioare. Transportul de aluviuni este de obicei foarte activ şi întreţinerea adîncimilor navigabile, dificilă. Panta plajei submarine fiind mică, de obicei sub 1/100...1/200. Pentru a se obţine adîncimile naturale necesare la gura de intrare, aceasta trebuie aşezată departe spre larg. Aquatoriul portului se realizează prin săpături şi dragaje în plajă submarină, eventual şi în uscat, dincolo de linia zero. Portul propriu-zis situat astfel la o mare distanţă de gura de intrare, se leagă de aceasta printr-un şenal de acces dragat la cota necesară. Acest şenal este apărat de înnisipări prin două jetele paralele sau convergente.

Jetelele paralele se construiesc de obicei perpendicular pe linia malului. În mările deschise aceste jetele conduc curentul de flux şi reflux, realizînd astfel un autodragaj continuu al intrării. Valurile de hulă însă, intrînd în culoarul relativ strîmt al jetelelor paralele, se amplifică şi stînjenesc şi mai mult circulaţia navelor şi aşa destul de grea şi

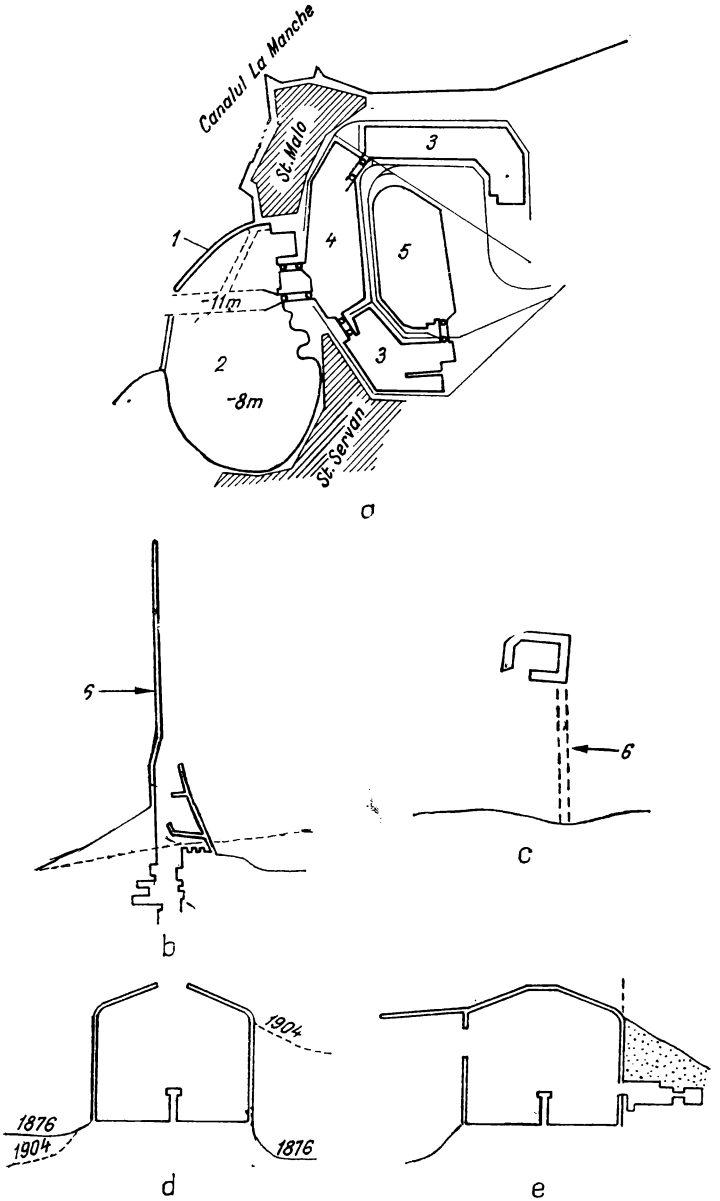



Fig. XVII.7. Porturi maritime pe funduri mobile :

*a* — St. Malo; *b* — Port Saïd; *c* — Arnager; *d* — Madras, situația inițială; *e* — Madras, situația actuală; *1* — jetele; *2* — radă; *3* — bazin 15 ha; *4* — bazin 14 ha; *5* — bazin; *6* — curenți litorali.

periculoasă pe acest parcurs. De aceea, în unele cazuri s-au prevăzut supralărgiri locale (camere de detentă), care servesc şi pentru încrucişarea navelor. Jetelele paralele fiind orientate perpendicular pe linia malului, împiedică circulaţia aluviunilor şi produc înnisipări locale importante. Datorită numeroaselor dificultăţi pe care le prezintă, jetelele paralele se utilizează astăzi foarte rar.

Jetelele convergente (fig. XVII.7, *a*) sînt astăzi cele mai utilizate. Ele evită dificultăţile semnalate mai înainte şi prezintă unele avantaje în plus : creează o suprafaţă suplimentară de apă care poate servi ca avantport, atenuează valurile de hulă care pătrund în port, micşorează riscurile intrării, oferă posibilitatea unei bune legături cu malul (probleme de excuţie şi întreţinere).

Pentru a se evita înnisiparea intrării, jeteaua dinspre curent se face mai înclinată, sau i se dă o înclinare mai mare numai spre vîrf prin frîngerea traseului.

Înnisiparea intrării poate fi evitată şi printr-un amplasament judicios ales, prin construirea unui sistem de jetele care pot fi prelungite pe măsura în care progresează înnisipările la gură (fig. XVII.7, *b*), prin construirea unor jetele permeabile care lasă să treacă curentul litoral încărcat cu aluviuni (fig. XVII.7, *c*), prin activarea fenomenelor de autodragaj cu ajutorul unor bazine speciale care reţin un volum de apă suplimentar în orele de flux etc.

Pătrunderea aluviunilor, valurilor şi undelor de maree în bazinele porturilor poate fi împiedicată prin ecluzarea totală sau parţială a acestora ( fig. XVII.7, *a*). Bazinele care rămîn deschise fluxului şi refluxului se numesc *bazine deschise* sau *bazine de maree*, celelalte sînt bazine ecluzate.

În unele cazuri, din cauza înnisipărilor foarte active, a devenit necesară schimbarea intrării în port (fig. XVIII.7, *d*).

## 3. ELEMENTELE PORTURILOR

### 3.1. SUPRAFEŢELE DE APĂ (AQUATORIUL)

R a d a (avantportul) este suprafaţa de apă mai mult sau mai puţin adăpostită, în care navele staţionează şi manevrează înainte de intrarea sau la plecarea lor din portul propriu-zis. În radă se mai execută uneori operaţii de transbord, eventual de aprovizionare a navelor în trecere (fig. XVII. 8).

Radele (avantporturile) pot fi naturale (suprafeţe de apă adăpostite în interiorul unui golf, de un şir de insule etc.) sau create în mod artificial prin construirea unor lucrări de apărare exterioară.

Pentru a se împiedica formarea unei hule locale, este necesar să se evite suprafeţe de apă mai lungi de 1,50 — 2,00 km, mai ales dacă acestea sînt orientate în direcţia vînturilor de intensitate maximă. Este necesar de asemenea să se studieze spectrul valurilor propagate în radă (avantport), luîndu-se în considerare modificarea acestora prin refracţie şi difracţie, eventual prin reflectarea pe paramentele verticale ale lucrărilor interioare. Înălţimea maximă de val în interiorul radelor (avanporturilor) este de 1,50 — 2,00m. În interiorul portului propriu-zis, înălţimea maximă de val admisă este de 0,50 m, iar în cazul în care valurile produc numai tangajul navelor acostate la cheu, este de 1,00 — 1,20 m.

În porturile interioare, pe marile lacuri de acumulare şi pe sectoarele fluvial-maritime pe care circulă nave fluviale, se admit înălţimi de val de cel mult 0,50—0,80 m.

Pentru accesul în porturile maritime trebuie să se asigure, de la intrarea sub adăpostul lucrărilor exterioare de apărare, un drum rectiliniu $A$ de cel puţin 1 — 3 ori lungimea navei de calcul, sau :

$$A = 0{,}27\, v_0 \sqrt[3]{\frac{D}{N}} \text{ [m]},$$

în care: $v_0$ este viteza navei în momentul cuplării maşinilor la mers înapoi, în m/s;

$D$ — deplasamentul, în *tf* ;

$N$ — puterea instalată, în CP.

Raza minimă de manevră atît în porturile maritime cît şi în cele fluviale (inclusiv radele), variază între 1,50 $L$ pentru navele mici şi 3,50 $L$ pentru transaltantice, în medie 3 $L$, $L$ fiind lungimea navei de calcul.

Cercurile de întoarcere pentru schimbarea direcţiei de mers au diametrul $D \approx 4{,}5\, L$ în cazul unei întoarceri libere (cu $R = 3L$) şi $D = 2\, L$ în cazul unei întoarceri pe ancoră (fig. XVII.9). La diametrele calculate se adaugă un spaţiu de siguranţă de cel puţin $L/2$.

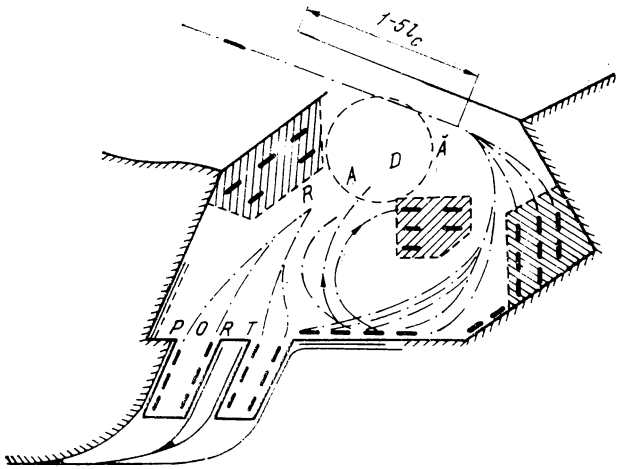



Fig. XVII.8. Schema unei rade cu grupe de transbord.

Culoarele afectate circulaţiei navelor, inclusiv cel de acces în port, nu trebuie să intersecteze suprafeţele de apă destinate staţionării şi operaţiilor navelor .Traseul şi forma lor se determină grafic, în funcţie de condiţiile locale.

Nu sînt indicate fundurile stîncoase, argiloase sau vazoase în care prinderea ancorelor întîmpină greutăţi.

În radele porturilor interioare pe lîngă staționare și operații de transbord se mai execută manevre pentru compunerea și descompunerea convoaielor. După posibilități, se amenajează o radă, preferabil două : rada de sosire în amonte de intrarea în port și cea de plecare în aval (fig. XVII.10).

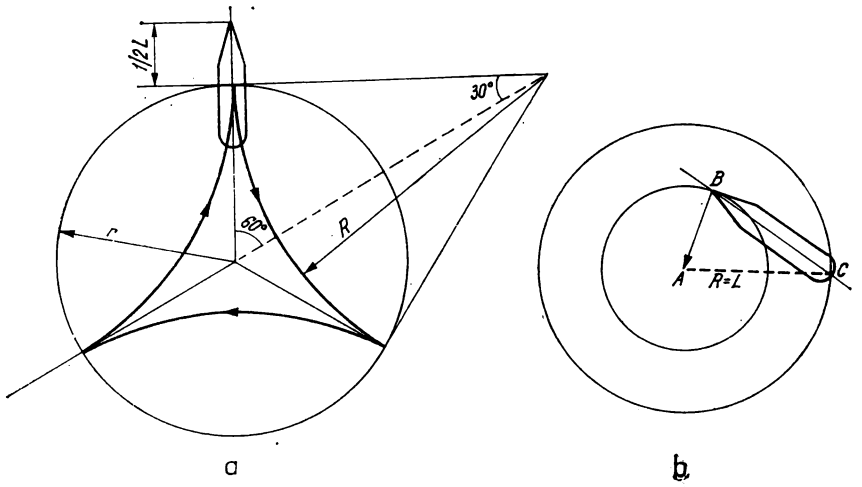



Fig. XVII.9. Cercul de întoarcere :
*a* – cu mijloace proprii; *b* – pe ancoră.

Suprafața radelor (avantporturilor) maritime rezultă din însumarea suprafețelor fișiilor de apă destinate accesului în port, circulației și staționării navelor precum și a celor necesare operațiilor de transbord.

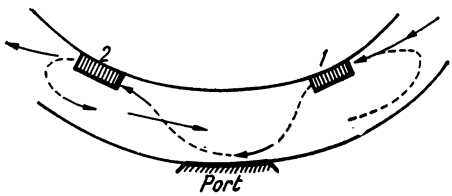



Fig. XVII.10. Rada unui port fluvial :
*1* – sosire; *2* – expediere.

Navele pot staționa fiind fixate cu una sau două ancore. În primul caz, datorită schimbării direcției vîntului, nava poate descrie în jurul ancorei un cerc. Ținînd seama și de o fișie liberă de lățime $L/2$, pentru adîncimea de apă $H$ și o pantă a lanțului de ancoră de 1 :5, suprafața de apă necesară (pătratul circumscris) este $S_1 = (10\ H + 3\ L)^2$.

Dacă nava este fixată de un duc d'Albe sau de o geamandură, pentru o lungime a lanțului de prindere de 20 m, $S_2 = (20 + 3\ L)^2$

Dacă nava este fixată pe două ancore și dacă $B$ și $a/2$ sînt lățimea navei, respectiv lățimea fîșiei libere laterale $S_3 = (10\ H + 2\ L)\ (B + a)$.

Pentru grupele de transbord suprafața necesară se calculează în același mod, ținînd seama de dimensiunile navelor și instalațiilor auxiliare utilizate (macarale plutitoare, elevatoare etc.).

Capacitatea de transbord a unei grupe de transbord este:

$$q_t = n\alpha\ c\ I\ [\text{tf}/24\ \text{h}]$$

în care: $n$ este numărul de nave fluviale, care pot efectua simultan operații la nava maritimă;

$I$ — capacitatea de încărcare medie a unei nave fluviale, în tf;

$\alpha$ — coeficientul de utilizare a acestei capacități;

$c$ — numărul de schimburi de nave fluviale care acostează și operează la nava maritimă în 24 h (în funcție de productivitatea utilajului).

Dacă $Q_{24}$ este traficul zilnic maxim, determinat ca o cotă parte din traficul anual al portului care se manipulează direct prin transbordare în radă (avantport), numărul de amplasamente pentru grupele de transbord este $N_r = Q_{24} : q_t$. În lipsa altor elemente, $N_r$ se ia egal cu 10 — 15% din numărul total al danelor de operații la cheurile portului.

Pentru un calcul orientativ, valabil mai ales pentru porturile interioare, se determină mai întîi numărul de nave $N$ care se găsesc simultan în radă în ziua cea mai aglomerată a anului. În ipoteza că numărul navelor goale este egal cu cel al navelor încărcate:

$$N = \frac{2\ Q\ r\ t}{I\ T},$$

în care: $Q$ este traficul radei sau portului, în tf/h;

$r$ — coeficientul de neregularitate;

$t$ — timpul mediu de staționare al navelor, în h;

$I$ — capacitatea de încărcare medie a unei nave, în tf;

$T$ — durata perioadei navigabile, în h.

Dacă pentru staționarea navelor și circulația fiecărei nave se admite o suprafață de apă necesară egală cu de 4 — 5 ori suprafața în plan a acesteia $s$, suprafața de apă minimă a radei (portului) este:

$$S = (4 \ldots 5)\ N s.$$

Pentru radele (porturile) de iernat se poate admite $S = (2 \ldots 3)\ Ns$.

3.1.1. **Bazinele porturilor interioare și maritime.** Acestea au în mod obișnuit o formă dreptunghiulară sau trapezoidală, mai rar triunghiulară. Forma și raportul dimensiunilor principale depind de spațiul disponibil și de destinația lor, care pentru o suprafață dată poate cere realizarea unui perimetru minim (bazine de întoarcere, de iernare etc.) sau maxim (bazine cu cheuri de operații).

În porturile mari gruparea bazinelor se face după două scheme principale (fig. XVII.11). Forma în dinți de pieptene este cea mai frecventă. Ea prezintă deosebite avantaje în ceea ce privește dezvoltarea sistemului de căi ferate și extensiunea viitoare a portului. Un impediment îl prezintă lipsa unui bazin central de manevră. La schema radială (de-

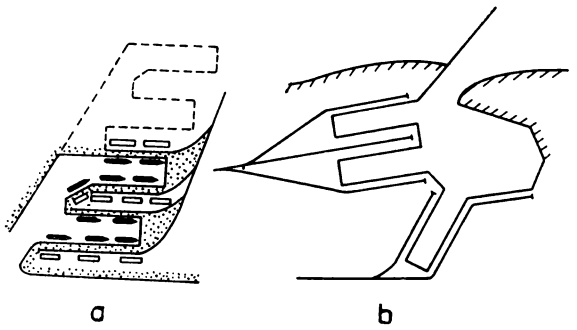



Fig. XVII.11. Schemă pentru gruparea bazinelor:
*a* – în dinți de pieptene; *b* – radială.

gete de mînă), avantajul principal îl constituie existența unui bazin central. În schimb posibilitățile de extindere ale portului sînt limitate iar strîngerea liniilor ferate care deservesc cheurile, în stația de triaj a acestuia, prezintă dificultăți.

Lungimea bazinelor nu trebuie să depășească în mod obișnuit 1,00—1,20 km (valuri mari, acces dificil al navelor, întreruperea legăturii între cele două maluri, aglomerarea circulației la intrarea în bazin și pe uscat la rădăcina molurilor).

Lățimea bazinelor se poate determina după schemele din fig. XVII.12. Schemele *a* și *b* presupun pe ambele laturi ale bazinului cîte o navă maritimă care operează atît la cheu cît și prin transbord, iar în centru unul sau două fire de circulație. În schema *c* se presupune și un grup de transbord în centru. Pentru bazinele fluviale se pot admite ca lățimi minimale cele din schemele *d* și *e*.

Lățimea de gardă între două nave sau grupe de nave, în interiorul unui bazin de operații este 1,5 *B* (*B* fiind lățimea navei).

Pentru a se asigura plecarea navelor de la cheu, lățimea bazinelor trebuie să satisfacă și condițiile rezultate din fig. XVII.13.

În mod orientativ, pentru întreg aquatoriul portului, se poate lua 150,00—200,00 m² pentru fiecare metru de front de acostare.

3.1.2. **Adîncimile în porturi.** Adîncimile de calcul *H* în aquatoriile porturilor maritime se determină cu relația:

$$H = T + Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4,$$

în care: *T* este pescajul maxim al navei de calcul:

$Z_1$ — rezerva de navigație sub chilă (tabelul XVII.1);
$Z_2$ — rezerva de valuri;
$Z_3$ — rezerva de viteză;
$Z_4$ — rezerva de dragaj.

$Z_2 = 0{,}3\ (2h) - Z_1$, $2h$ fiind înălțimea maximă a valurilor în bazinul considerat; $Z_3 = K\,v$, $v$ fiind viteza navei în km/h iar $K = 0{,}033$ pentru nave mai lungi de 185 m şi $K = 0{,}017$ pentru cele sub 185 m; $Z_4 = 0{,}50 - 1{,}00$ m în funcție de condițiile locale.

Pentru porturile interioare:

$$H = H_n + Z_2 + Z_3 + Z_4\,,$$

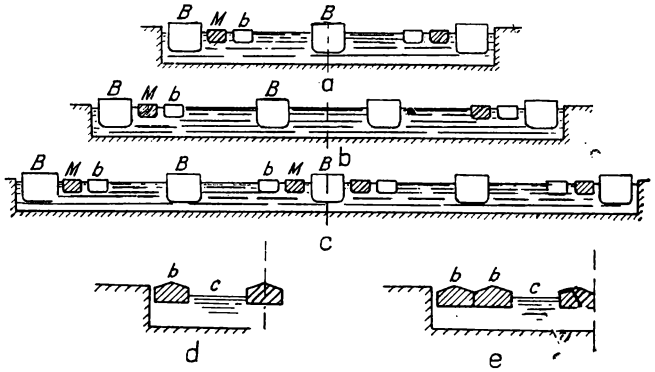



Fig. XVII.12. Lățimea bazinelor.

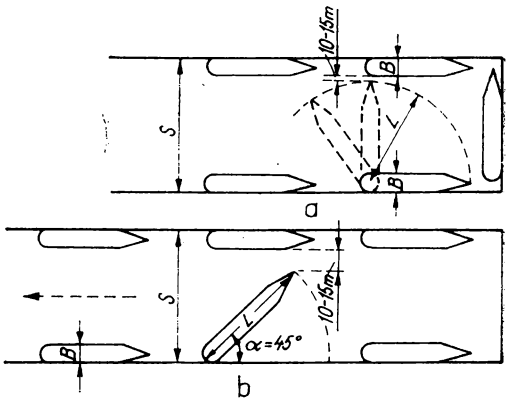



Fig. XVII.13. Ieşirea navelor din bazin:
*a* – prin întoarcere; *b* – prin „deschidere".

în care : $H$ este adîncimea navigabilă de garanție pe rîu $H_n = T + Z_1$ ;
$Z_1$(tabelul XVII.2), $Z_2$ și $Z_4$ ca mai înainte ;
$Z_3$ — rezerve pentru eventuale depuneri pe corpul navei și diferență de asietă în timpul încărcării.

*Tabelul XVII.1*

**Rezerva de navigație în porturile maritime, în m**

| Nr. crt. | Natura terenului de fund | Lungimea navei | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Peste 125 m | 125—85 m | Sub 85 m |
| 1 | Slab : | | | |
| | — mîlos | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | — argilo-nisipos afînat | 0,30 | 0,25 | 0,20 |
| 2 | Compact nisipos, argilos (bine tasat) | 0,45 | 0,30 | 0,20 |
| 3 | Stîncos | 0,60 | 0,45 | 0,30 |

*Tabelul XVII.2*

**Rezerva de navigație în porturile interioare, în m**

| Nr. crt. | Adîncimea navigabilă $H_n$ m | Nave autopropulsate sau remorcate | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Nave cu încărcătură uscată | | Tancuri petroliere | |
| | | Fund cu nisip pietriș | Fundstîncos | Fund cu nisip pietriș | Fundstîncos |
| 1 | 1,50—2,00 | 0,10 | 0,15 | 0,15 | 0,20 |
| 2 | >2,00 | 0,15 | 0,20 | 0,20 | 0,25 |

În toate cazurile nivelul de referință (nivelul zero) se determină cu asigurarea 90—98%, funcție de categoria portului și căii navigabile de acces. Pentru porturile situate pe lacurile de acumulare nivelul de referință este nivelul minim de exploatare al lacului.

### 3.2. GURA DE INTRARE

Gura de intrare în sistemul de bazine al *porturilor interioare* trebuie să asigure încrucișarea a două nave de calcul, eventual a două convoaie. În același timp, gura trebuie să fie cît mai îngustă pentru a împiedica accesul curentului și aluviunilor în port.

Din aceleaşi motive, în cazul unui bazin sau al unui canal de acces foarte lat, gura de intrare se amplasează la extremitatea aval. Lăţimile curente ale gurii variază între 25 —30 m la bazinele mici şi 60 — 80 m pentru intrarea într-un mare complex de bazine portuare.

Capacitatea $Q$ de tranzit în fiecare sens de circulaţie a gurei de intrare este :

$$Q = \frac{24\, v\, T\, I}{r\, d} [\text{tf/an}],$$

în care: $v$ este viteza de acces a navei (circa 5 hm/h) ;

$T$ — durata perioadei navigabile, în zile ;

$I$ — încărcămîntul mediu al unei nave (convoi) ;

$r$ — coeficientul de neregularitate ($r = 1{,}5 \ldots 2$) ;

$d$ — distanţa de siguranţă între două nave (convoaie) care intră sau ies din port.

În mod obişnuit lăţimea gurii de intrare determinată din condiţia de gabarit (încrucişarea a două nave) satisface şi condiţia de tranzit. În caz contrar se pot amenaja două guri de intrare, dispozitiv care contribuie şi la primenirea apei în bazine. Dacă a doua gură a fost prevăzută numai în acest scop, ea poate fi închisă temporar pentru a se evita împotmolirea bazinelor, printr-o poartă (fără cădere). Gura de intrare trebuie să asigure un acces înclinat cu cel mult 45° faţă de şenalul navigabil al rîului. Dacă înclinarea este mai mare, pentru intrarea şi ieşirea navelor din port este necesar să se utilizeze remorchere speciale. Înclinările optime sînt între 18—25°. Odată cu unghiul de acces cresc şi depunerile în gură şi în canalul de acces în port.

Pe suprafeţele întinse ale marilor fluvii şi lacuri, direcţia de înaintare a convoaielor este puternic influenţată de vînt şi valuri. Viteza de derivă este de 2 — 2,5 % din viteza vîntului. Pentru ca un convoi care intră în port să nu sufere deplasări transversale, trebuie să înainteze după o direcţie înclinată cu unghiul $\alpha$ faţă de direcţia de intrare, aşa fel ca (fig. XVII.14) :

$$V_{derivă} \sin \beta - V_{convoi} \sin \alpha = 0 ; \quad \sin\alpha = \frac{V_{derivă}}{V_{convoi}} \sin \beta.$$

În acest caz, lăţimea necesară pentru gura de intrare este :

$$B = l_{convoi} \sin \alpha + 2\Delta = l_{convoi} \sin \alpha + b,$$

$b_c$ fiind lăţimea navei de calcul.

*Porturile maritime* au de obicei o singură gură de intrare. Se pot prevedea două sau chiar trei guri de intrare, cu orientări diferite.

În acest caz navele pot folosi o gură sau alta, după direcţia furtunei şi valurilor ; drumul parcurs de ele în aquatoriul portului este mai scurt, manevrele mai uşoare. În acelaşi timp însă se favorizează pătrunderea valurilor şi aluviunilor în port.

Gura de intrare se amplasează în zona fundurilor stabile unde adîncimile navigabile necesare sînt asigurate în mod natural, în afara zonelor de formare a valurilor staţionare şi de resac produse de diferite lucrări portuare cu parament vertical sau de malurile înalte abrupte.

Lăţimea gurii trebuie să fie egală cu cel puţin 3 — 4 ori lăţimea navei de calcul, astfel ca aceasta să poată pătrunde în port chiar în timpul furtunilor puternice, cu o viteză

moderată care să-i permită oprirea pînă la cheu. De obicei, lățimea gurii de intrare se ia însă ceva mai mare decît lungimea navei de calcul, așa ca aceasta rotită eventual de furtună la intrarea în port, să nu se lovească de diguri.

În marile porturi moderne, lățimea gurei de intrare este de 200—300 m, în porturile de cabotaj de 100—150 m, în cele pescărești și turistice 30 — 50 m. În porturile cu ampli-

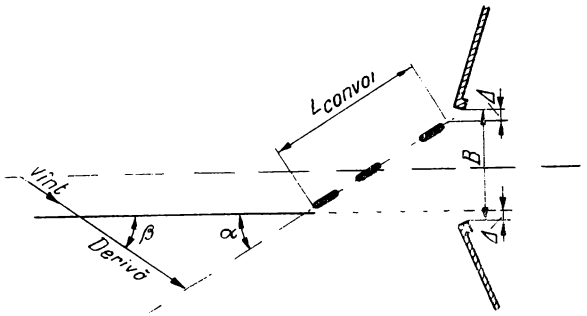



Fig. XVII.14. Intrarea într-un port situat pe un lac de acumulare.

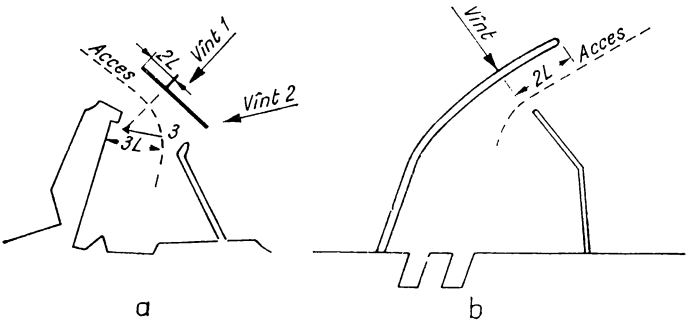



Fig. XVII.15. Amenajarea intrării într-un port maritim:
*a* — cu zid antemural; *b* — cu prelungirea digului de sub vînt.

tudini mari de maree trebuie verificată viteza curentului prin gură, care nu trebuie să depășească limitele impuse de navigație și stabilitatea fundului.

Unghiul între direcția vînturilor de intensitate maximă și direcția de intrare trebuie să fie cuprins în limitele 30 — 70°. Peste 70° nava capătă derive mari, periculoase.

Drumul de acces se trasează normal pe liniile de undă din spectrul de valuri al intrării. Imediat după aceasta, raza drumului de acces se poate reduce la de trei ori lungimea navei de calcul pentru navele mici şi mijlocii şi la 7 ori lungimea acesteia, pentru transatlantice. Pentru a evita zona de valuri de resac din preajma coastelor abrupte şi pericolul de eşuare pe funduri puţin adînci, drumul de acces al navelor în apropierea intrării nu trebuie să fie paralel cu malul ci să facă un unghi de cel puţin 30° cu acesta.

Accesul navelor prin gura de intrare poate fi uşurat prin prelungirea digului de sub vînt cu cel puţin două lungimi de navă de calcul, sau prin construirea unui dig spargeval în faţa intrării (dig antemural), (fig. XVII.15).

### 3.3. FRONTUL DE ACOSTARE

Frontul de acostare, cuprinde totalitatea amenajărilor făcute de-a lungul aquatoriului portuar, pentru acostarea navelor şi executarea operaţiilor de încărcare-descărcare a mărfurilor şi tranzitului de pasageri.

Traseul optim al frontului de acostare este cel rectiliniu. Unghiurile ascuţite se teşesc. Traseul în trepte îmbunătăţeşte exploatarea bazinelor lungi prin realizarea unei lăţimi mai mari la intrare; de asemenea, în unele cazuri permite obţinerea unor adîncimi mai mari la cheuri. Traseul în dinţi de festrăstrău sporeşte lungimea frontului de acostare şi uşurează legarea liniilor ferate de la cheuri la linia curentă de acces.

Profilul transversal al frontului de acostare poate să fie cu taluz, vertical, mixt sau cu platforme etajate (fig. XVII.16)

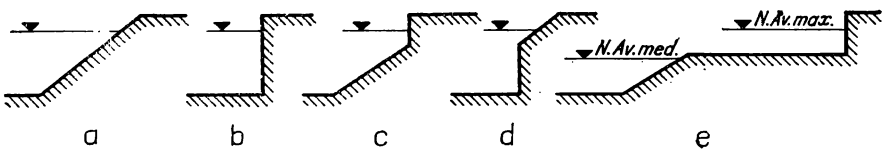



Fig. XVII.16. Profilul frontului de acostare:
*a* – cu taluz; *b* – vertical; *c, d* – mixt; *e* – platforme etajate.

Profilul cu taluz este cel mai economic, lucrează bine la acţiunea gheţii. Operaţiile la nave întîmpină însă greutăţi din cauza depărtării acestora de cheu, care sporeşte cu scăderea nivelului apei. Pentru remedierea acestui neajuns se utilizează estacade, pontoane de acostare etc.

Profilul vertical este mult mai scump (3 – 5 ori) şi mai greu de executat. Lucrează greu la împingerea gheţurilor. Prezintă însă deosebite avantaje pentru exploatare, permite sporirea suprafeţei platformelor. Se utilizează numai pentru lucrări definitive cu un tranzit anual peste 400–500 tf pe metru liniar de cheu. Dacă variaţiile de nivel sînt mari, accesul direct la cheu întîmpină greutăţi (fig. XVII.17, XVII,18, XVII.19, XVII.20 XVII 21, XVII.22 şi XVII.23).

Profilul cu platforme etajate se utilizează rar, pe rîuri cu variaţii mari de nivel (peste 7–8 m). Operaţiile se fac alternativ la platforma joasă sau înaltă, în funcţie de nivelul apelor. Etajarea se poate face în aceeaşi secţiune transversală sau mult mai bine, în lungul cheului însă cu neajunsurile inerente de racordare.

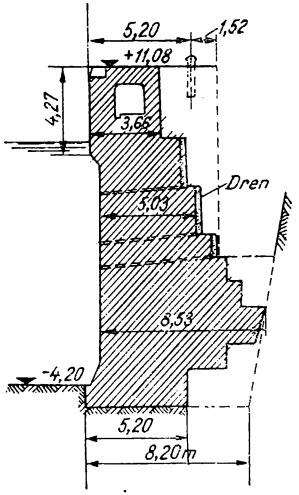



Fig. XVII.17. Cheu vertical de greutate monolit.

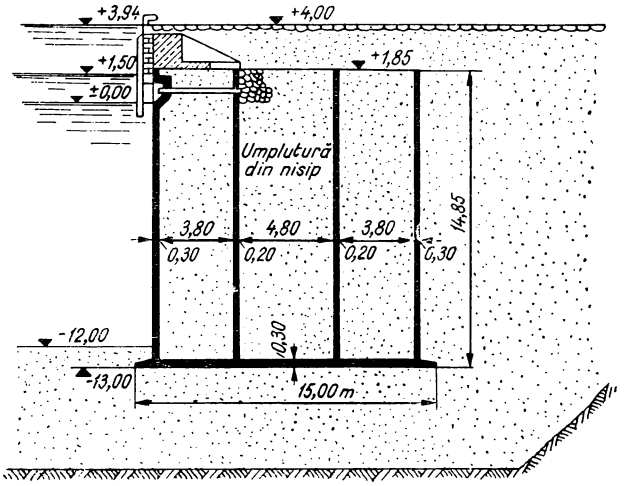



Fig. XVII.18. Cheu vertical din masive gigante.

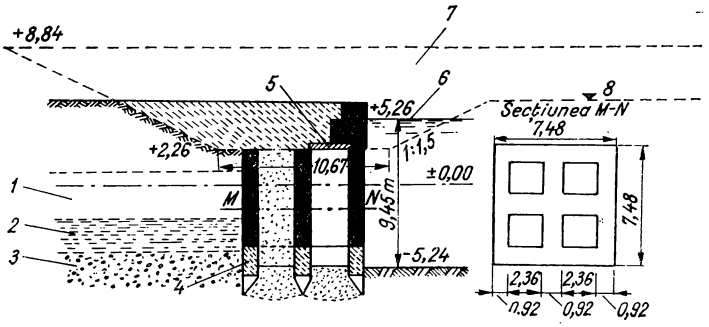



Fig. XVII.19. Cheu vertical din pile paralelipipedice în portul Londra :
*1* — argilă plastică ; *2* — turbă ; *3* — balast ; *4* — beton armat ; *5* — placă de acoperire ; *6* — nivelul apei în bazin ; *7* — secțiune de excavare ; *8* — platformă de lucru.

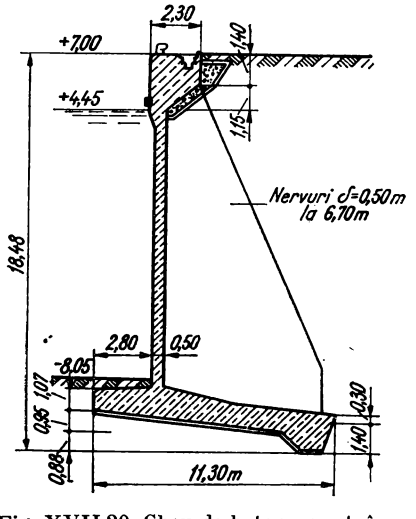



Fig. XVII.20. Cheu de beton armat în formă de L în portul Rotterdam.

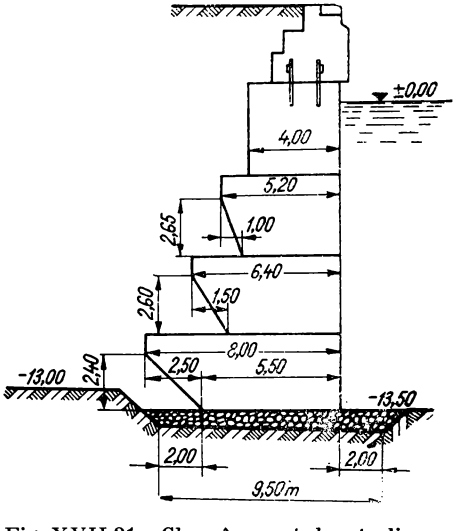



Fig. XVII.21. Cheu în portul petrolier Lavera, din blocuri de beton.

Lungimea frontului de acostare afectat staționării și operațiilor unei nave se numește dană. Lungimea danei este :

$$l_d = L_c + a,$$

în care $L_c$ este lungimea navei de calcul și $a$ — sporul de lungime (distanța între nave) care variază între 10 — 20 m, sau $a = (0{,}15 \ldots 0{,}20)\ L_c$.

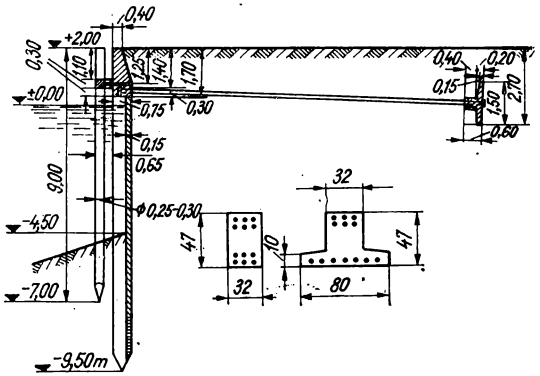



Fig. XVII.22. Cheu din palplanșe de beton armat.

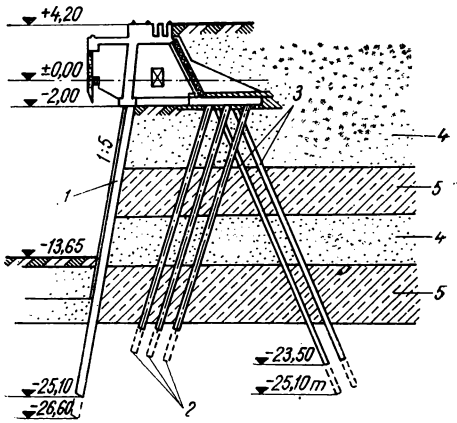



Fig. XVII.23. Cheu de piloți înalți cu piloți și palplanșe metalice în portul Hamburg:

*1* — palplanșe metalice; *2* — piloți de beton armat; *3* — piloți metalici; *4* — nisip, *5* — argilă.

*Înălțimea coronamentului cheurilor* porturilor interioare se determină din condiția de neinundabilitate. Asigurarea de calcul este 1 % pentru porturile de cat. *I*, 5 % pentru porturile de cat. *II* și *III* și 10 % pentru cele de categoria *IV*. Cota coronamentului se fixează cu 0,50 m peste aceste niveluri.

În porturile situate pe lacurile de acumulare, înălţimea de gardă este 0,50 m în raport cu nivelurile de viitură (asigurarea 1 %) şi de cel puţin 1,50 m în raport cu nivelul retenţiei normale.

În rezervele de mai înainte, la toate categoriile de porturi este cuprinsă şi rezerva pentru valuri. În cazuri speciale (suprafeţe întinse de apă, vînturi puternice) trebuie calculată înălţimea valurilor, majorîndu-se corespunzător înălţimea de gardă.

La cheurile mai puţin importante, la care mărfurile depozitate nu riscă degradări (piatră de construcţie, lemnărie etc.) se pot admite şi dane periodic inundabile. La aprecierea inundabilităţii depozitelor trebuie să se ţină seama şi de panta platformelor (circa 1 %).

Pardoselile depozitelor permanente pentru mărfuri care se alterează prin inundare, precum şi a clădirilor administrative şi social-culturale, nu trebuie să fie inundate de apele mari cu asigurarea 0,5 % în porturile de cat. *I*, cu asigurarea de 1 % la porturile de cat. *II* şi de 5 % la cele de cat. *III*.

În porturile maritime fără fenomene importante de maree, înălţimea coronamentului cheurilor în raport cu nivelul mediu al mării se calculează cu relaţia:

$$I = s_0 + 2h + d,$$

în care $s_0$ este suprainălţarea nivelului mării datorită agitaţiei valurilor (eventual clapotis), 2 $h$ — înălţimea valurilor propagate în bazinul respectiv iar $d$ — înălţimea de gardă.

Pentru cheuri bine apărate de valuri, $d$ se determină aşa fel ca să se realizeze o diferenţă de nivel cît mai mică între puntea principală a navelor de tip mediu care frecventează danele şi nivelul platformei. În acest caz $I \geqslant 2{,}00$ m; pentru bazinele pescăreşti $I \geqslant 1{,}50$ m.

### 3.4. TERITORIUL PORTULUI

Suprafaţa teritoriului portuar este alcătuită din:

— fîşia de teren necesară frontului de acostare şi operaţii pe care se face tranzitul navă-cheu, depozitarea şi circulaţia mărfurilor. Lăţimea minimă este de 70—110 m şi maximă de 200 — 250 m dacă se construiesc şi magazii de linia a doua (antrepozite);

— suprafaţa de teren necesară dotărilor cu caracter general ale porturilor (clădiri administrative, social-culturale, sistemul de drumuri şi căi ferate). Aceasta reprezintă circa 25 — 50 % din suprafaţa precedentă.

Suprafaţa totală a teritoriului portuar variază în limite mari, fiind necesari circa 100 — 300 m² platformă pe metru liniar de cheu de operaţii.

Molurile pe care se amenajează dane de operaţii pe ambele laturi au lăţimi care variază în mod obişnuit de la 140—150 m pînă la 200 — 250 m.

*Raionarea portului* presupune specializarea diferitelor zone portuare în vederea tranzitului şi depozitării unei aceleaşi categorii de mărfuri:

— raionarea trebuie să satisfacă în cele mai bune condiţii cerinţele planului de sistematizare al oraşului şi regiunii;

— fiecare raion trebuie să fie aşezat cît mai aproape de centrul populat sau de industria deservită;

— raioanele şi danele respective, trebuie să fie grupate cît mai strîns pentru a realiza economie de spaţiu, a reduce deplasările navelor şi utilajului şi a uşura exploatarea şi administraţia;

— raioanele cele mai importante trebuie aşezate în zonele cele mai uşor accesibile, ferite de valuri, curenţi şi gheţuri;

— raioanele cu dane care necesită un pescaj redus, trebuie aşezate acolo unde realizarea şi întreţinerea adîncimilor navigabile mari este mai dificilă;

— danele pentru traficul local se grupează de preferinţă într-un raion separat;

— danele pentru mărfuri de masă (lemnărie, cărbuni, piatră, minereuri) se pot grupa într-un acelaşi raion iar în porturile mari, eventual în raioane specializate;

— cheul central al portului este cheul pentru călători, cu gara de călători căreia i se dă de obicei un caracter monumental. În jurul acesteia se grupează şi alte clădiri administrative. În porturile interioare dezvoltate mixt, gara de călători se aşază la rîu;

— amplasarea danelor şi instalaţiilor care degajă praf sau gaze nocive (silozuri de cereale, şantiere navale), trebuie făcută ţinînd seama de direcţia vînturilor dominante, de poziţia şi depărtarea centrelor populate învecinate, a cheului de călători etc.

— pentru danele organizaţiilor sportive se rezervă suprafeţe de apă curată, situate în afara zonei de circulaţie intensă a navelor, apropiate de centrele populate pe care le deservesc;

— danele pentru traficul de produse petrolifere se grupează într-un raion special, preferabil într-un bazin sau chiar un port special, asigurîndu-se distanţele de siguranţă necesară. Dacă danele se amplasează pe malul rîului ele trebuie să se aşeze în aval de port, pentru a evita incendierea navelor staţionate acolo;

— pentru aprovizionarea cu combustibil a navelor se pot prevedea dane speciale chiar în interiorul portului, însă în zone cît mai sigure şi puţin aglomerate;

— în cazul unui mare centru populat aşezat de-a lungul unei artere navigabile, diferitele raioane specializate ale portului se pot dezvolta independent, la distanţe uneori mari unele de altele, în funcţie de posibilităţile locale şi necesităţile de trafic. Se formează astfel un complex portuar (de exemplu portul Londra aşezat pe fluviul Tamisa).

În fig. XVII.24 se arată organizarea teritoriului şi raionarea unui port interior dezvoltat mixt la fluviu şi în bazin.

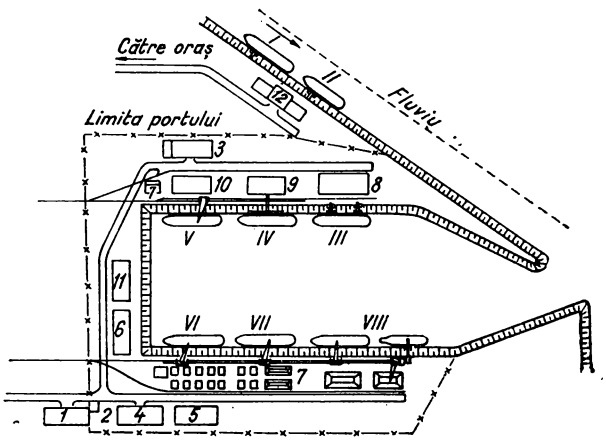



Fig. XVII.24. Organizarea unui port interior dezvoltat mixt:

*I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII* — dane de încărcare descărcare; *1* — administraţia portului; *2* — control; *3* — garaj şi punct de încărcare; *4* — ateliere, substaţie electrică; *5* — cantină; *6* — sală pentru docheri; *7* — mărfuri de masă; *8* — siloz de cereale; *9,10* — mărfuri generale; *11* — depozit de materiale; *12* — gară fluvială de călători.

## 3.5. INDICI TEHNICO-ECONOMICI AI PORTURILOR

Dezvoltarea şi proporţiile portului pot fi caracterizate prin următoarele elemente:

a) *Suprafaţa aquatoriului* $S$, $T$ — suprafaţa teritoriului portuar, $L_a$ — lungimea frontului de acostare, $Q_a$ — traficul total anual în tf/an, $\tau$ — tonajul navelor intrate (şi ieşite) în timpul unui an, $L_{cf}$ — lungimea căilor ferate din port.

b) Indicii caracteristici şi limitele lor uzuale pentru porturile maritime sînt:

$\frac{T}{S} = 0{,}5 \ldots 2$; $\frac{S}{L_a} = 150 \ldots 250$ m² pe metru liniar de cheu;

$\frac{Q_a}{T} = 5 \ldots 15$ tf/m²; $\frac{Q_a}{L_a} = 400 \ldots 3\,000$ tf pe metru de cheu, în funcţie de felul mărfii şi de gradul de mecanizare;

$\frac{\tau}{S} = 2 \ldots 50$ t.dw /m²,

$\frac{L_{cf}}{L_a} = 5 \ldots 20$, cu tendinţa de scădere odată cu creşterea traficului cu autocamioane;

c) Costul global al portului $C$ cuprinde: costul tuturor lucrărilor, construcţiilor, instalaţiilor şi utilajului portuar; cota parte din costul flotei de transport care revine portului; costul mijloacelor de transport terestre imobilizate în timpul staţionării lor în port.

d) Suma globală a cheltuielilor de întreţinere şi de exploatare $E$ cuprinde cheltuielile de întreţinere şi exploatare a tuturor lucrărilor, construcţiilor, instalaţiilor şi utilajului portuar, inclusiv a navelor şi mijloacelor terestre de transport în timpul staţionării lor în port.

e) Investiţiile pe tona de marfă manipulată rezultă din expresia:

$$\frac{C}{Q_a} = \frac{C_1 + C_2}{Q_a} + \frac{C_3}{pT} + \frac{qt}{365} \text{ [lei/tf]}$$

în care: $C_1$ este costul lucrărilor şi construcţiilor portuare;

$C_2$ — costul instalaţiilor şi utilajului portuar;

$C_3$ — costul mediu ponderat al unei nave (ţinînd seama de capacitatea de încărcare a navelor);

$p$ — norma de încărcare-descărcare a unei nave medii, în tf/zi;

$T$ — durata perioadei de navigaţie, în zile;

$q$ — costul mediu ponderat al unei tone de marfă;

$t$ — durata medie pentru trecerea mărfurilor prin port, în zile.

f) Cheltuielile de exploatare pe tona de marfă tranzitată $E$ sînt;

$$\frac{E}{Q_a} = \frac{E_1 + E_2}{Q_a} + \frac{E_3}{p} \text{ [lei/tf]},$$

în care: $E_1$ reprezintă cheltuielile anuale de exploatare ale lucrărilor şi construcţiilor portuare;

$E_2$ — cheltuielile anuale de exploatare ale instalaţiilor şi utilajului portuar;

$E_3$ — cheltuielile zilnice (medii ponderate) de exploatare ale unei nave, ţinînd seama de capacitatea de încărcare a navelor.

g) Indicii de amortizare se stabilesc împărţind rata anuală de amortizare a investiţiilor, la traficul total al portului în timpul unui an, la lungimea frontului de operaţii, etc. Se obţin astfel : indicele de amortizare pe tona de marfă manipulată în port, indicele de amortizare pe metru liniar de front de dană etc. Calculul se poate face şi numai pentru un anumit sector al portului, un anumit front de operaţii etc.

h) Pentru a se aprecia în ce măsură investiţiile grevează exploatarea, se obişnuieşte a se calcula raportul între indicele de amortizare pe tona de marfă şi tariful mediu stabilit pe tona de marfă respectivă (mărfuri generale, minereuri etc.).

# 4. DEPOZITAREA, MANIPULAREA ŞI CIRCULAŢIA MĂRFURILOR ÎN PORT

## 4.1. DEPOZITE PORTUARE

În porturi, mişcarea mărfurilor se poate face fie după varianta directă navă-vagon (auto-camion) fie după varianta ceva mai complexă navă-magazie-vagon (auto-camion), care devine necesară datorită diferenţei mari dintre capacitatea de transport a navelor şi mijloacelor terestre precum şi modului cu totul diferit în care se face exploatarea acestora.

Pe platformele frontului de acostare se instalează paralel cu danele două linii de depozite : depozitele tampon sau de linia întîi şi depozitele de linia a doua. În afară de aceste depozite de uz general care se găsesc sub administraţia directă a portului, se mai construiesc uneori depozite pentru diferite întreprinderi economice şi industriale, depozitele beneficiarilor. Depozitele de linia a doua şi depozitele beneficiarilor se întîlnesc sub denumirea de intrepozite.

În depozitele tampon mărfurile sînt păstrate numai cîteva zile ; în întrepozite ele sînt păstrate timp mai îndelungat şi pot fi supuse unor operaţii de sortare, ambalare şi mai rar a unor procese industriale. Întrepozitele joacă un rol important în compensarea neregularităţii fluxului de mărfuri şi uneori pot fi supuse unui regim special vamal, comercial şi militar.

Magaziile portuare pot fi :

— platforme descoperite special amenajate, pentru mărfuri în vrac (cărbuni, minereuri, piatră, cherestea etc.) ;

— hangare, pentru mărfuri generale de mică valoare şi mărfuri grele şi voluminoase care nu pot fi adăpostite în magazii ;

— magazii cu unul sau mai multe niveluri pentru mărfuri generale ; magazii speciale pentru cereale, peşte, fructe etc.

Lungimea depozitelor şi în special a celor tampon nu trebuie să depăşească lungimea danelor, asigurîndu-se intervale de cel puţin 20 m ; lăţimea variază în mod obişnuit între 30—60 m.

Capacitatea depozitelor tampon $E$, nu trebuie să fie mai mică decît cea a navei de calcul $C$. În lipsă de alte elemente se poate determina cu formula $E = KC$, în care $K$ este un coeficient de siguranţă egal cu 1—1,5 pentru mărfurile de acelaşi fel şi cu 1,5—2 pentru mărfuri de sortare diferite. Mai exact :

$$E = r \frac{d\, Q_a\, t}{T} \text{ [tf]},$$

în care $Q_a$ este cantitatea de mărfuri prevăzută să treacă prin frontul de dană considerat în timpul unui an, în tf, $d$ — coeficientul de trecere al mărfii prin depozit determinat prin raportul dintre cantitatea de mărfuri care trebuie să treacă prin depozite şi cantitatea totală de mărfuri tranzitată prin dană $Q_a$, iar $T$, $t$ — durata perioadei navigabile, respectiv durata medie de păstrare a mărfii în depozite (zile).

Raportul $C = \frac{T}{t}$ este coeficientul de rulaj anual al depozitului. În cazuri mai rare, cînd graficul circulaţiei mărfurilor este cunoscut, capacitatea depozitelor rezultă din graficul integral de sosiri şi expedieri (diferenţa maximă).

În general $t = 3...20$ zile, timpul de păstrare fiind mai mic pentru mărfurile de valoare ridicată sau perisabile. În general $d = 70...80\%$.

4.1.1. **Magazii de mărfuri generale.** Schema de organizare a unui cheu de mărfuri generale este arătată în fig. XVII.25 şi XVII. 26. Magaziile de prima linie (tampon) trebuie să asigure circulaţia cu cea mai mare uşurinţă în interiorul lor, a mărfurilor, electrocarelor, electrostivuitoarelor etc. Mărfurile trebuie să poată fi depozitate şi scoase din orice punct al magaziei cu uşurinţă şi fără pierdere de timp. Din aceste motive magaziile de prima linie se construiesc numai cu un nivel, mai rar cu două.

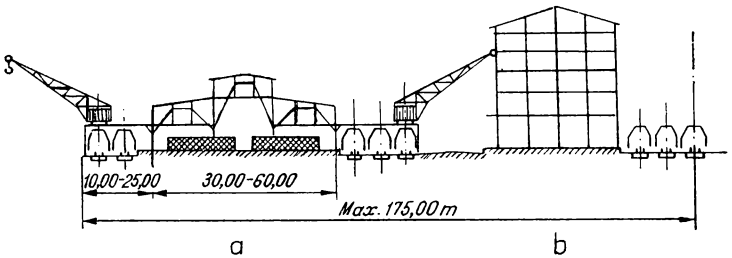



Fig. XVII.25. Schemă de principiu pentru amenajarea unui cheu de mărfuri generale: a — depozite tampon (de linia întîi); b — depozit de linia a doua (în spatele cheului).

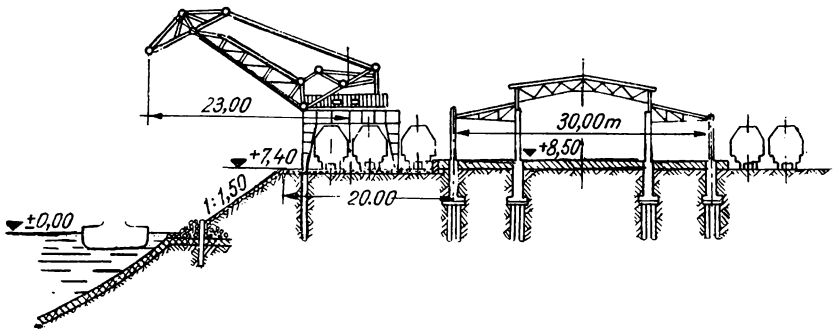



Fig. XVII.26. Cheu şi magazie de mărfuri generale în portul Giurgiu-Ramadan.

Pentru magaziile de linia a doua (intrepozite) depozitarea şi circulaţia rapidă a mărfurilor are o importanţă mai redusă, datorită timpului mai îndelungat de păstrare a acestora în depozit. În general se construiesc cu mai multe niveluri.

Suprafaţa brută (de gabarit) a magaziei este :

$$S_b = \frac{E}{K_1 K_2 \, q_c} \text{ [m}^2\text{]},$$

în care $K_1$ este coeficientul de utilizare a suprafeţii libere egal cu 0,60—0,75 pentru magaziile cu parter şi 0,50—0,70 pentru cele cu mai multe niveluri, $K_2$ — coeficientul care ţine seama de spaţiile ocupate de ziduri, stîlpi etc. egal cu 0,90—0,95, iar $q_c$ — încărcarea medie de exploatare cuprinsă între 1,5—3 tf/m². Distanţa optimă a magaziilor de cheu este 15—18 m, astfel ca macaralele cu fleşe obişnuite de 20—22 m să poată aşeza mărfurile direct pe rampa magaziei. La cheurile fluviale cu pereu şi în general la toate cheurile la care fleşa macaralei atinge lungimi mai mari, magaziile se pot aşeza la o distanţă de 20—25 m de cheu. În acest caz circulaţia în lungul frontului de acostare se face în condiţii mai bune, fîşia de teren disponibilă permiţînd instalarea macaralei, a unei şosele şi a două sau trei fire de cale ferată.

De obicei magaziile de mărfuri generale sînt deservite pe ambele laturi de căi ferate. Dacă acestea se îngroapă în pavajul platformelor se poate asigura şi accesul autocamioanelor, care de altfel pot opera şi la capete.

În unele cazuri (piers-urile din S.U.A.) liniile ferate se introduc şi în magazii.

Dacă pe latura dinspre apă a magaziilor nu se fac operaţii directe vagon-magazie, pentru a se uşura accesul electrocarelor, autostivuitoarelor etc. pardoseala magaziei se construieşte în pantă. Plecînd de la nivelul platformei portului, pardoselile magaziei ajung pe latura dinspre uscat a acesteia la înălţimea de 1,10 m, necesară trecerii mărfurilor în vagoane.

Înălţimea liberă de stivuire este de 4—6 m la parter şi 3—5 m la etaje. Pentru deservirea directă a etajelor de macarale, etajele se construiesc cu retrageri de 5—6 m, sau se prevăd balcoane. Acestea este preferabil să aibă lăţimi diferite pentru a nu se suprapune pe verticală.

Pe laturile pe care se fac operaţii directe magazie-vagon (autocamion) este indicat să se prevadă copertine. Rampele de încărcare a magaziei (cheiurile) au o lăţime mai mare spre apă (5—6 m) pentru a asigura o depozitare temporară a mărfurilor, precum şi spaţiul de siguranţă cerut de balansul încărcăturilor aduse de macara. Pe latura dinspre uscat o lăţime de 1,50—2,00 m este suficientă. Pentru circulaţia electrocarelor şi autostivuitoarelor trebuie prevăzute pante de acces la nivelul suprainălţat al parterului (de obicei pe la capete).

Dacă lungimea magaziilor este mai mare, sînt necesari pereţi despărţitori, care se ridică deasupra acoperişului cu circa 1 m, pentru limitarea unor eventuale incendii. Suprafeţele despărţite la fiecare nivel sînt de circa 1 000 m².

Circulaţia mărfurilor în interior este asigurată de ascensoare, plane înclinate, topogane-spirale. Dacă se utilizează şi magazii de linia a doua, transportul mărfurilor între acestea şi magaziile tampon se face prin estacade (paserele) dispuse la etajul întîi. În felul acesta transportul în lungul platformei nu este stînjenit.

Dintre magaziile specializate utilizate în porturi pot fi citate : silozurile de cereale, magaziile frigorifice, magaziile şi halele pentru peşte (în porturile pescăreşti), magaziile pentru mărfuri în vrac (fig. XVII. 27) etc.

4.1.2. **Depozite descoperite pentru mărfuri în vrac.** Acestea se amenajează în formă de fişii de-a lungul liniei cheului, după regulile arătate mai înainte. Înălţimea de depozitare este limitată de posibilităţile de manipulare, de pericolul de degradare, aglomerare, autoaprindere. Pentru cărbuni înălţimea medie de depozitare este 6—7 m, pentru minereuri maximum 15 m, pentru piatră spartă 15—25 m etc.

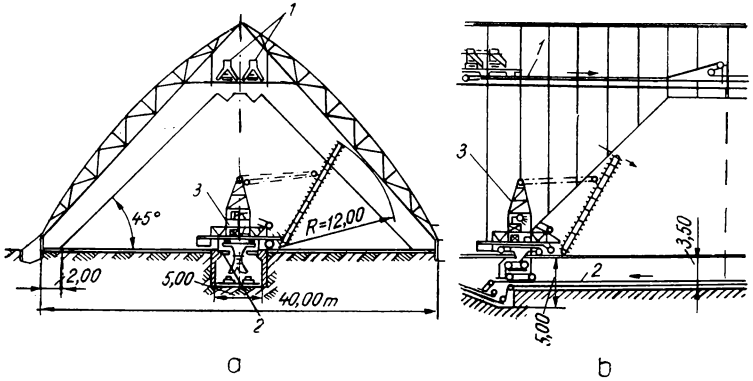



Fig. XVII.27. Depozit în formă de cort :
a — secţiune transversală ; *b* — secţiune longitudinală ;
*1* — benzi transportoare pentru încărcare ; *2* — benzi transportoare subterane pentru descărcare ; *3* — utilaj pentru încărcarea benzilor subterane.

Pentru mărfurile friabile, pe lîngă înălţimea de depozitare şi panta taluzurilor, trebuie luată în considerare, la alegerea dimensiunilor depozitului şi schema de mecanizare a operaţiilor de încărcare-descărcare, micşorarea înălţimii de cădere şi scurtarea drumului de transport prin jghiaburi, tuburi etc.

O schemă obişnuită de organizare a unui cheu cu depozite descoperite de mărfuri în vrac, este arătată în fig. XVII. 28. Podul rulant, de deschidere mare, acoperă atît depo-

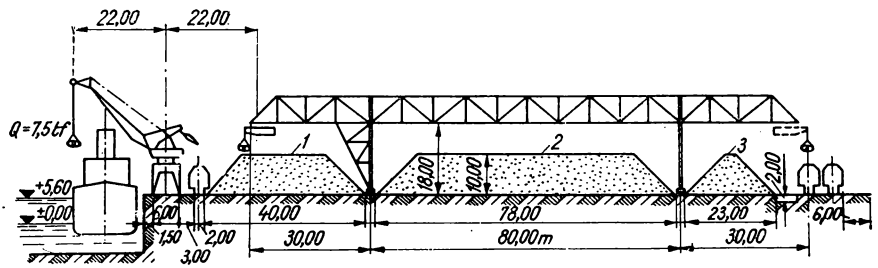



Fig. XVII.28. Depozit de mărfuri în vrac, cu pod rulant şi macara :
*1* — depozit tampon (de linia întîi) ; *2, 3* — depozite de linia a doua.

zitul tampon cît şi două depozite de linia a doua, asigurînd cu ajutorul unor pisici cu bene, transportul şi depozitarea mărfii în oricare din cele trei depozite şi în vagoanele unei căi ferate din interior. O macara portal de cheu cu fleşă normală asigură încărcarea-descărcarea mărfii în navă, în depozitul tampon sau în vagoanele unei căi ferate de pe cheu.

O organizare specială este necesară pentru depozitele de lemnărie şi cherestea, pentru depozitele petrolifere etc.

## 4.2. MECANIZAREA OPERAŢIILOR PORTUARE

Operaţiile de încărcare-descărcare a navelor şi de depozitare a mărfurilor trebuie astfel executate încît să scurteze la maximum staţionarea navelor şi vagoanelor de cale ferată şi să asigure buna păstrare şi deplina securitate a mărfurilor.

Accelerarea operaţiilor de încărcare-descărcare se realizează prin adoptarea unui indice înalt de mecanizare şi printr-o organizare ştiinţifică a muncii. O contribuţie importantă o are şi utilizarea instalaţiilor de pe bordul navelor, concomitent cu cele ale portului, reducerea distanţelor de tranzit, dezvoltarea folosirii maşinilor auxiliare din depozite (autotransportoare, autostivuitoare etc.), standardizarea capacităţii de încărcare şi tarelor vagoanelor, autocamioanelor şi magaziilor navelor, automatizarea.

Pentru mărfurile generale şi chiar pentru unele mărfuri în vrac, se pot utiliza cu deosebite rezultate conteinerele (obişnuit de la 1—5 tf pînă la 50 tf), treilere (conteinere pe roţi, uneori cu motor propriu), paletele (mici platforme de lemn sau metal pe care sînt transportate mărfurile), pachetizarea etc.

Macaralele de navă (bigile) au o forţă de ridicare de 2—5 tf, şi se montează cîte două sau patru, în planul diametral al navei pe catarge (eventual spre bord), în imediata apropiere de gurile de magazie. În ultimul timp se prevăd şi bigi cu rază de acţiune mare (12—15 m) şi forţa de ridicare de 10—20 tf, precum şi macarale perfecţionate, învîrtitoare. Cu asemenea macarale sînt dotate în special navele construite în mod special pentru transportul conteinerelor.

Macaralele de uscat pot fi fixe sau mobile. Macaralele fixe de perete, cu coloane învîrtitoare, se montează spre exterior la magaziile construite foarte aproape de cheu. Ele se mai pot folosi şi pentru ridicarea mărfurilor la balcoane (forţă de ridicare 1—2 tf, deschiderea invariabilă a braţului 3—5 m). O altă categorie de macarale fixe o constituie macaralele destinate ridicării obiectelor foarte grele (20—100tf) instalate la dane speciale.

Din grupa macaralelor mobile fac parte macaralele pe pneuri (1—5 tf) şi pe şenile (5—25 tf), cu deschideri ale braţului care pot ajunge la 12—15 m. Macaralele feroviare, pe linii de cale ferată (5—50 tf) se utilizează mai rar în porturi, pentru operaţii speciale.

Macaralele portal sau semiportal (fig. XVII.29) se deplasează pe file de rulare special construite. Deschiderea portalului sau semiportalului poate atinge 15—25 m. Peste aceste deschideri macaralele portal pot fi considerate macarale-pod.

În mod obişnuit, deschiderea braţului nu depăşeşte 20—25 m, în mod excepţional se ajunge la 30—35 m. Pentru macaralele montate pe cheu, deschiderea maximă rezultă din cumularea următoarelor distanţe : de la axa de rotaţie la axa căii de rulare dinspre apă (constantă a utilajului), de la aceasta la marginea coronamentului (minimum 2,00—2,50 m) şi de aici pînă în apropierea bordului dinspre larg al navei, aşa fel încît mărfurile

să se poată aşeza oriunde pe punte. Ultima distanţă este influenţată, la cheurile cu taluz, de înclinarea acestuia şi de nivelul apelor. Aici trebuie introdus şi un spaţiu de siguranţă între bordul navei şi taluz de 1—2 m. Pentru micşorarea deschiderii braţului, macaraua poate fi scoasă pe taluz, pe o estacadă. Dacă macaraua trebuie să opereze şi la a doua navă (dană dublă), este necesar să se adauge cel puţin distanţa pînă la axul acestei de a doua nave.

Lungimea care se obţine spre apă trebuie verificată şi spre uscat, astfel ca macaraua să poată depune mărfurile pe cheurile sau balcoanele magaziilor, sau în vagoanele şi autocamioanele de pe cheu (fig. XVII.29).

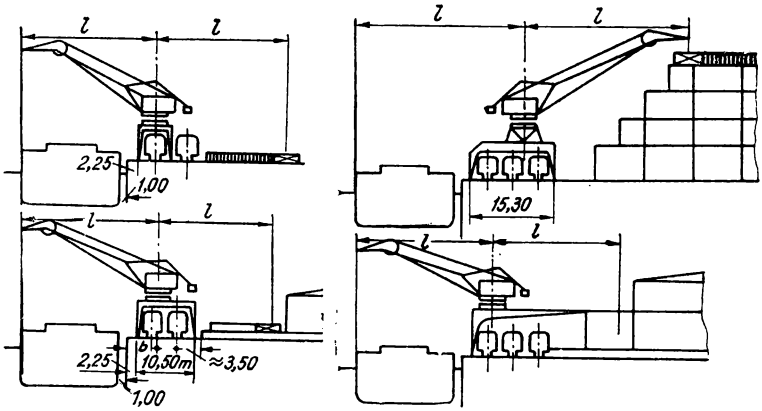



Fig. XVII.29. Deservirea platformei şi magaziilor de macarale.

Deoarece macaralele nu lucrează numai în planul perpendicular cheului, lungimile calculate, conform celor de mai înainte, trebuie majorate corespunzător unghiului de lucru impus. Pentru unghiuri mai mari este suficient ca macaraua să poată opera în planul diametral al primei nave.

Deschiderea minimă a braţului nu trebuie să depăşească 6—8 m, pentru a permite apropierea macaralelor care operează la aceeaşi gură de magazie.

Modificarea deschiderii braţului se face cu păstrarea sarcinii în acelaşi plan orizontal. Se micşorează astfel consumul de energie necesar manipulării mărfurilor şi se cîştigă timp.

Pentru mărfuri generale forţa de ridicare este în mod curent de 3—5 tf, pentru mărfuri de masă ambalate (ciment, ipsos, etc.) 5—10 tf, pentru mărfurile de masă 10—50 tf. În acest caz macaralele sînt prevăzute cu bene, graifere etc.

Numărul de cicluri ale unei macarale variază între 20—40 pe oră. Determinarea exactă se face pe baza analizei timpilor componenţi.

În mod obişnuit, macaralele nu pot deservi o fişie mai lată de 30—35 m. Pentru dăţimi mai mari se utilizează macaralele pod mobile (mai rar fixe). Deschiderea podului

nu depăşeşte în mod obişnuit 80—100 m; s-au realizat însă deschideri de 200 m şi chiar mai mult. Pentru nave cu gabarit mare de aer, consola macaralei-pod dinspre apă se face rabatabilă.

În multe cazuri, piciorul podului care reazemă pe cheu are forma unei pile plane, pentru a nu transmite acestuia forţe transversale şi pentru a economisi spaţiu.

Pentru operaţii de transbord se utilizează macarale plutitoare (fig. XVII.30) şi elevatoare plutitoare cu cupe sau pneumatice (fig. XVII.31).

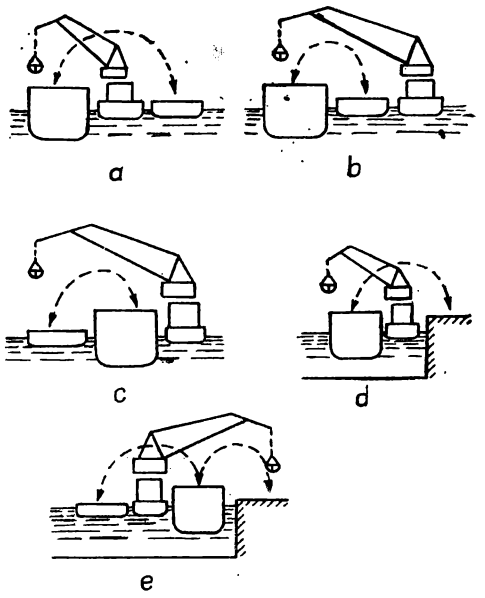



Fig. XVII.30. Operaţii de transbord cu macarale plutitoare:
*a, b, c, d, e* — faze de transbordare.

Descărcarea rapidă a vagoanelor se poate realiza prin răsturnarea acestora cu ajutorul colbutoarelor (fig. XVII.32).

Autotransportoarele au o capacitate de transport de 1,50—2,00 tf şi o viteză de 5—10 km/h. Platformele acestora pot fi fixe sau ridicătoare, pentru uşurarea trecerii mărfii pe alte platforme. Se pot utiliza şi remorci.

Autostivuitoarele au o capacitate de ridicare de 0,50—10,00 tf pe o înălţime de 2,50—5,00 m. Cadrul din faţă care susţine platforma ridicătoare poate lua înclinări de 15° spre spate şi 3 — 4° în celălalt sens. Au o bună manevrabilitate, putîndu-se înscrie pe trasee cu raze de 2,00—4,00 m.

Procesul de mecanizare a operaţiilor portuare se completează cu benzi rulante, gredere, şnecuri, elevatoare şi macarale de magazie, serpentine (pentru coborîrea coletelor de la etaje), rolganguri (rulouri solidarizate cu o ramă metalică pe care se trag coletele), cărucioare-teleferic de magazie etc.

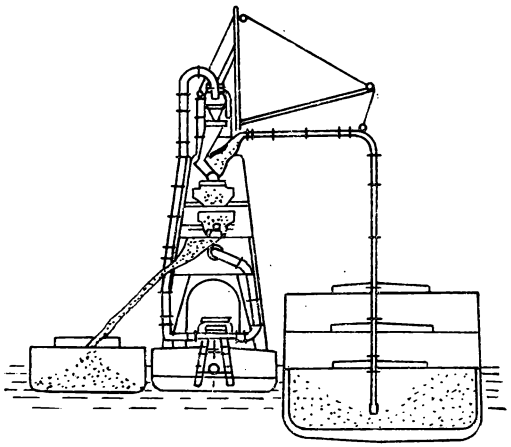


Fig. XVII.31. Operaţii de transbord cu elevator plutitor pneumatic.

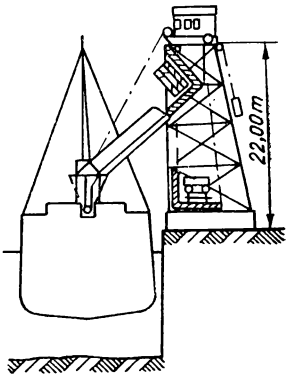



Fig. XVII.32. Colbutor longitudinal.

Manipularea minereurilor ocupă un loc important în operaţiile portuare. O schemă de acest fel este arătată în fig. XVII.33. La cheu se folosesc macaralele pod de tip *A*. Printr-un sistem de buncăre şi jghiaburi, minereul descărcat din nave trece fie în vagoane, fie în sistemele *I*, *II*, *III* de benzi transportoare în lungul cheului (cîte una pentru fiecare dană). La unul din capetele acestor benzi minereul este trecut pe un sistem de benzi transversale *T* cu ajutorul cărora se ajunge la staţia de cîntare (*M*), la o staţie de concasare (*S*) sau la o bandă longitudinală (IV). De pe această bandă, cu ajutorul unui elavator cu buncăr mobil ($B_m$), minereul este trecut pe o bandă transportoare transversală situată pe podul (*C*), de pe care poate apoi să cadă în depozit. Expedierea mărfii din depozit se face cu ajutorul macaralei pod *B* şi a benzii longitudinale *F*.

Pentru produsele petrolifere se construiesc depozite special amenajate, bine izolate şi apărate împotriva incendiilor, prevăzute cu instalaţii de pompare de mare capacitate (6 000—7 000 tf/h). Cu o asemenea instalaţie un supertanc de 150 000 tf poate fi descărcat în circa 24 h.

*Productivitatea* de exploatare a utilajului cu acţiune ciclică $p_1$ se determină cu formula :

$$p_1 = F \frac{60}{\tau} \beta\delta \text{ [tf/h]},$$

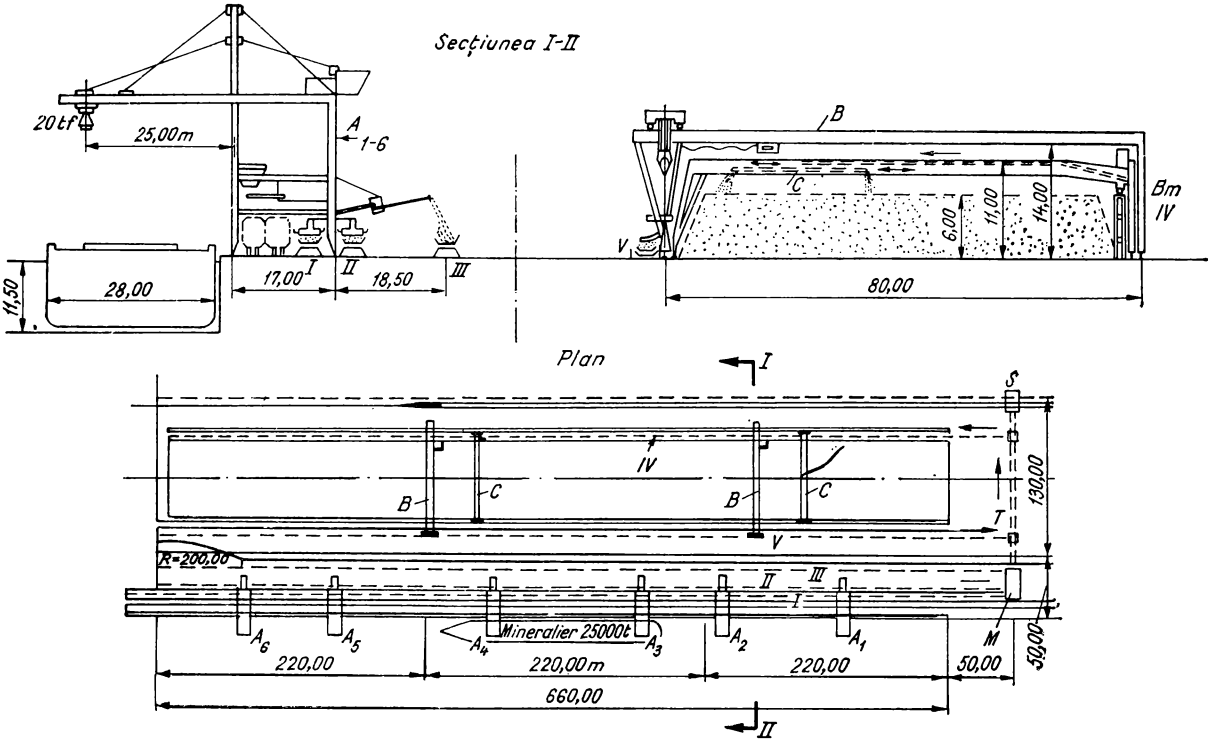



Fig. XVII.33. Mecanizarea unui cheu pentru traficul de minereuri.

în care $F$ este capacitatea brută de ridicare a utilajului, în tf, iar $\tau$ — durata tehnică a unui ciclu. În cazul folosirii unor graifere, cupe etc. de greutate $F_0$ în formulă se introduce $(F - F_0)$. $\beta$ este coeficientul de folosire a capacităţii brute de ridicare avînd valori $\beta = 0{,}7 \ldots 0{,}8$ iar $\delta$ — coeficientul de folosire în timp a utilajului, funcţie de schema tehnologică a operaţiilor.

Pentru utilajul cu acţiune continuă, productivitatea tehnică $p_2$ se determină cu formula:

$$p_2 = 3\,600 \eta \gamma \omega v \delta \text{ [tf/h]},$$

în care: $\omega$ este suprafaţa maximă de încărcare, în secţiunea transversală a benzii;
$\eta$ — coeficientul de utilizare a acestei suprafeţe;
$\gamma$ — greutatea specifică a mărfii;
$v$ — viteza benzii, în m/s.

Dacă se transportă marfă în colete (saci, cutii etc.):

$$p_3 = 3\,600\, \eta_1 \frac{G}{a} v\delta \text{ [tf/h]},$$

în care $G$ este greutatea unui colet, în tf, $a$ — distanţa între colete, în m, iar $\eta_1$ — coeficientul de utilizare a lungimii benzii.

## 4.3. CAPACITATEA DE TRANZIT A DANELOR

Dacă se utilizează norme portuare:

$$Q_{a\ max} = \varphi\ NT \text{ [tf/an]},$$

în care: $N$ este norma portuară de încărcare-descărcare pentru marfa respectivă, corespunzătoare utilajului şi tehnologiei adoptate, în tf/zi, $T$ — durata perioadei navigabile, în zile, iar $\varphi$ — coeficientul care ţine seama de timpul pentru manevrele de apropiere, acostare şi plecare a navelor ($\varphi = 0{,}80 \ldots 0{,}95$).

Capacitatea lunară de exploatare a unei dane ($Q_{l\ ex}$) se poate calcula cu formula:

$$Q_{l\ ex} = \frac{720\ \alpha\ I\ K_0\ K_m}{t_h} \text{[tf/lunar]},$$

în care $\alpha$ este coeficientul de utilizare a capacităţii medii de încărcare $I$ a navelor, iar $K_0$ — coeficientul care ţine seama de sosirea neregulată a navelor. Pentru curse cu itinerar fix $K_0 = 0{,}70 \ldots 0{,}85$, pentru restul traficului $K_0 = 0{,}65 \ldots 0{,}80$. $K_m$ este coeficientul care ţine seama de timpul pierdut datorită unor cauze meteorologice (furtuni, valuri, ploi torenţiale etc.; $K_m = 0{,}75 \ldots 1{,}00$.

Timpul mediu de ocupare a danei de navă $t_h$, în h, este compus din: timpul $t_0$ necesar operaţiilor de încărcare-descărcare şi timpul suplimentar $t_s$ necesar apropierii, acostării şi plecării navei, precum şi efectuării unor operaţii auxiliare ca: deschiderea şi închiderea gurilor magaziilor, introducerea utilajului auxiliar, schimbarea echipelor,

efectuarea formalităţilor etc. Pentru navele maritime de tonaj mediu (4 000—6 000 tdw), în perioada de vară-primăvară $t_s = 2...6$ h; pentru nave mai mari $t_s = 8$ h.

În formula precedentă:

$$t_0 = \frac{\alpha I}{\Sigma K_{ui} K_{gi} p_i} \text{ [h]},$$

în care $\Sigma p_i$ este suma productivităţilor orare a tuturor macaralelor şi instalaţiilor de uscat şi de bord care lucrează la navă, în tf/h, $K_{ui}$ — coeficientul de utilizare a maşinilor, avînd valori $K_{ui} = 0{,}7...0{,}9$ iar $K_{gi}$ coeficientul gurii de alimentare, adică raportul dintre capacitatea medie şi capacitatea maximă a buncărelor care deservesc maşina(instalaţia).

Dacă se ţine seama şi de neuniformitatea traficului în timpul anului şi de numărul de luni în care se fac efectiv operaţii la dane, capacitatea de tranzit de exploatare anuală a danei se poate calcula cu formula:

$$Q_{a \cdot ex} = \frac{n\, Q_{lex}}{r} \text{ [t/an]},$$

în care $n$ este numărul de luni din perioada navigabilă; $r$ — coeficientul de neuniformitate al traficului, definit ca raportul dintre traficul mediu lunar şi capacitatea lunară a exploatării.

În porturile mai mari bine utilate, capacitatea lunară a danelor de operaţii variază pentru mărfuri generale între 400—1 200 tf, iar pentru mărfuri în vrac între 1 500—3 000 tf. În cazul unor instalaţii speciale, pentru acestea din urmă se poate atinge 10 000 tf; pentru mărfurile lichide (produse petroliere) se realizează 10 000—25 000 tf.

## 4.4. CĂI FERATE ŞI DRUMURI DE ACCES

Specializarea raioanelor şi danelor pentru un anumit trafic şi alcătuirea foarte eterogenă a garniturilor de cale ferate, în ceea ce priveşte natura mărfurilor încărcate şi destinaţia acestora, face necesară construcţia unei staţii de triaj. Această staţie se aşează de obicei în afara incintei portului însă în imediata lui apropiere, sau se înglobează în cuprinsul unei staţii mari de triaj, existente.

Schema generală a reţelei de căi ferate a unui mare port maritim, este arătată în fig. XVII.34. Spre port garniturile trec mai întîi în grupa de primire $P_1$. Urmează cocoaşa de triaj $C_1$ apoi grupa $E_1$ în care vagoanele se triază pe raioane ($R_1 ... R_4$), pentru a fi expediate în port. Dacă numărul de vagoane este relativ mic, trierea se face prin extragere, eliminîndu-se cocoaşa.

Vagoanele, înainte de a ajunge în zonele de încărcare-descărcare din port, trec printr-o grupă raională ($B_1 ... B_4$) situată cît mai aproape de danele de operaţii. În aceste grupe se face gararea şi apoi trierea vagoanelor după diferitele sectoare de dane ale raionului respectiv.

Pentru trenurile care trec direct spre port se construieşte linia de evitare $L_1$. În mod analog, la ieşirea din port, vagoanele trec prin grupa de primire $P_2$, grupa de triaj $T$ apoi în grupa de expediere $E_2$ din care pleacă garniturile formate în diferite direcţii, spre interiorul ţării. La ieşire se prevede o linie de evitare $L_2$.

În majoritatea cazurilor, în staţia de triaj se prevede şi un depou de locomotive $D$. Se pot folosi şi diferite alte scheme simplificate, în funcţie de trafic şi condiţiile locale.

Pe frontul de operaţii al danelor, liniile ferate se dispun paralel cu cheul, de obicei 3 în faţa depozitelor tampon şi cîte 2—4 în spatele acestora. Două din cele trei căi ferate din faţă servesc pentru staţionarea vagoanelor care operează la navă şi la depozit. Cea de a treia serveşte pentru tragerea vagoanelor şi circulaţia garniturilor.

Prima filă a fasciculului din spate serveşte pentru operaţii la depozite, celelalte pentru gararea sau descărcarea vagoanelor şi pentru circulaţie.

Căile sînt legate cu ace şi diagonale în aşa fel ca vagoanele să poată fi trecute de pe o cale pe alta sau de pe un fascicul pe altul (din faţa şi din spatele depozitelor). Deoarece

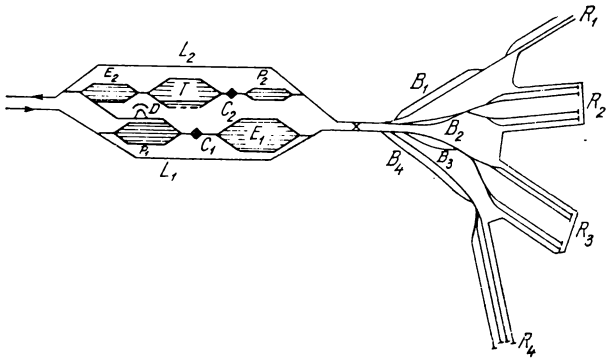



Fig. XVII.34. Schema generală a reţelei de căi ferate a unui mare port maritim.

lungimea unei dane şi a depozitelor respective corespunde cu lungimea unei nave, pentru a nu stînjeni operaţiile la aceasta, acele şi diagonalele, se aşează între depozite. Distanţa între axele căilor ferate de pe cheu se poate reduce la 4,50 m.

*Drumuri portuare.* Pe teritoriul portuar drumurile se împart, după importanţa lor, în trei categorii: drumuri magistrale (naţionale, regionale, raionale) sau ramificaţii ale acestora, care ajung în port; drumuri de importanţă locală care leagă portul de întreprinderile comerciale sau industriale şi de centrele populate din vecinătate; drumuri pentru circulaţia interioară în port.

În schemele vechi, drumurile pentru circulaţia interioară în port erau de obicei trasate în spatele depozitelor de pe cheu şi paralel cu acestea. În schemele moderne de amenajare a danelor de mărfuri, fişia dintre cheu şi depozit este destinată atît operaţiilor de încărcare-descărcare, cît şi circulaţiei autovehiculelor în lung. Această fişie este complet acoperită cu o îmbrăcăminte rutieră, şi are o pantă generală spre cheu, pentru scurgerea apelor de precipitaţii (1—2%). Şinele căilor ferate şi macaralelor sînt îngropate.

Dispozitivul asigură participarea directă a transportului auto la operaţiile de încărcare-descărcare a navelor şi vagoanelor de cale ferată, eliminînd intersecţiile incomode de nivel, al şoselelor cu căile ferate şi căile macaralelor.

Pe suprafeţele dintre depozitele portuare se prevăd de asemenea îmbrăcăminţi rutiere. În anumite puncte trebuie prevăzute spaţii de parcare.

# 5. VALURILE DE VÎNT ŞI CARACTERISTICELE LOR

## 5.1. VALURILE DE VÎNT

*Valurile de vînt* pot fi :

— valuri în dezvoltare (întreţinute), care se află sub acţiunea vîntului ;

— valuri libere (de hulă) care se propagă în afara zonei de furtună, sau în interiorul acesteia, după încetarea vîntului ;

— valuri mixte, rezultate din compunerea valurilor întreţinute cu cele libere. Aceste valuri sînt tridimensionale.

Valurile libere şi cele în dezvoltare a căror viteză de propagare a atins 0,85—0,90 din viteza vîntului, sînt valuri stabile (regim permanent).

Zona litorală a cîmpului de valuri se împarte, din punctul de vedere al adîncimii apei, în :

— zona apelor adînci (adîncimi mai mari decît jumătate lungime de val). În această zonă, fundul nu influenţează practic forma şi dimensiunile valurilor ;

— zona adîncimilor mijlocii, cu adîncimi cuprinse între jumătate lungime de val şi adîncimea critică. Aici fundul influenţează atît mişcarea particulelor lichide cît şi dimensiunile valurilor ;

— zona adîncimilor mici, sub adîncimea critică, sau zona valurilor deferlate. Aici curbura valurilor atinge valoarea limită, creasta valului se răstoarnă formînd berbeci de spumă. Continuînd să se deplaseze către mal, valul deferlează succesiv şi paralel cu mişcarea oscilatorie a particulelor lichide, apare şi o mişcare de translaţie a acestora către mal ;

— zona de distrugere totală a valului, cu formarea jerbelor şi lamelor de apă care se rostogolesc pe taluz.

Spargerea valurilor se poate produce şi în faţa construcţiilor maritime şi falezelor abrupte cu adîncimi mari de apă, care prin traseul şi paramentului lor neregulat şi rugos, nu permit reflectarea acestora. Spargerea valurilor în asemenea condiţii generează fenomenul de resac.

Valurile de hulă se caracterizează prin înălţimea 2 $h$, prin lungimea 2 $L$ şi perioada lor 2 $T$. Linia medie a valului este orizontala care împarte înălţimea acestuia în două. Porţiunea situată deasupra liniei medii constituie plinul, iar cea de dedesubt golul valului punctele extreme fiind creasta şi fundul valului.

Adîncimile critice la care se produce deferlarea valurilor sînt cuprinse între 1,5 $h$ şi 4 $h$, funcţie de panta şi rugozitatea fundului. În condiţii obişnuite se ia $H_{cr} = 2\,h$. Din cauza undelor secundare care apar de obicei la pante foarte mici (sub 1 : 100) sau mari ale fundului (peste 1 : 3), deferlarea valurilor se poate produce la adîncimi mai mari decît cele menţionate.

Factorii determinanţi în procesul de formare a valurilor sînt : viteza şi durata de acţiune a vîntului şi fetchul. În dezvoltarea ulterioară şi propagarea valurilor, o influenţă deosebită o au : relieful, adîncimea şi rugozitatea fundului în direcţia fetchului (propagării).

Fetchul valurilor de vînt $D$ este întinderea din cuprinsul suprafeţei de apă, acoperită de vîntul care produce formarea şi dezvoltarea valurilor.

Fetchul poate să fie de două feluri : geografic posibil şi efectiv sau limită. Aceasta din urmă este lungimea de drum necesară ca vîntul de viteză $w$ să transmită valurilor

energia corespunzătoare înălţimilor maxime de val (posibile sub acţiunea vîntului respectiv). Acest lucru se întîmplă cînd viteza de propagare a valurilor $c$ este aproape egală cu cea a vîntului.

*Determinarea indirectă a elementelor valurilor*, plecînd de la cîmpul cunoscut al vitezelor vîntului, pe suprafaţa mărilor, se poate face aplicînd diferite metode de prognoză precum : metode energetice, analitice (statistice), empirice, de sinteză.

Dintre acestea se menţionează metodele date de ,,Condiţiile tehnice sovietice SN 92—60", metoda Sverdrup-Munk-Bretscheider, Pierson-Neumann-James etc.

Metoda Labzovski face parte din grupa metodelor imcomplete (nu introduce durata vîntului, pe care o consideră infinită) ; se bazează pe analiza bilanţului energetic. Elementele calculate corespund valurilor stabile (regim permanent) :

$2\,h = 0{,}073\,w\sqrt{\beta\,D}$ [m] ; $2\,L = 0{,}073\,w\sqrt{\frac{D}{\beta}}$ [m], în care : $\beta = \frac{h}{L}$ este curbura valurilor ; în spaţii oceanice cu valuri foarte mari $\beta = \frac{1}{1{,}1\,w}$ ; în rest $\beta = \frac{1}{0{,}9\,(100 + w^2)^{0.5}}$, iar $D$ este fetchul maxim efectiv, în km, determinat de punctul iniţial unde vîntul începe să acţioneze asupra valului şi de punctul final, unde creşterea energiei valului sub acţiunea vîntului, încetează. Acest lucru se întîmplă cînd $w \approx c$ sau practic cînd $c \approx 0{,}85\,w$ ; $D = 30\,\beta\,w^2$.

Dacă $D<30$ km, trebuie introdus un factor de corecţie $K = 1 + e^{-0{,}4\frac{D}{w}}$ astfel încît $2\,h = 0{,}073\,K\,w\sqrt{\beta D}$.

O altă serie de formule de calcul incomplete sînt următoarele :

— $2\,h = 2{,}5 + 1{,}5\,\sqrt{D} - \sqrt[4]{D}$ (Stephenson, 1860),

$h$ fiind dat în picioare, iar $D$ în mile marine ;

— $2\,h = 1{,}2\sqrt[4]{D}$ ; $2\,L = 31\sqrt[3]{D}$ (R. Irribaren, 1954),

$h$ fiind dat în metri, iar $D$ în kilometri.

În Marea Mediterană, la un fetch geografic de ordinul a 1 000 km, s-au înregistrat valuri de 7,00 m înălţime şi 14" perioadă. În Oceanul Atlantic, la un fetch de 4 000 km, $2\,h = 9{,}50$ m, $2\,T = 18"$, iar în Mările din Sud şi în Oceanul Pacific, la un fetch de 15 000 km, $2\,h = 13{,}00$ m, $2\,T = 22"$.

## 5.2. HULA

Hula este mişcarea ondulatorie periodică, pe care o ia suprafaţa mării, după încetarea furtunii sau în afara zonei de acţiune a acesteia. În cazul ideal al unor adîncimi şi întinderi infinite, valurile de hulă au forma unor unde cilindrice regulate, avînd drept curbă directoare o sinusoidă.

Teoria orbitară a hulei (teoria lui Gerstner) este cea mai utilizată astăzi în practică şi are la bază următoarele legi :

— hula este produsul mişcării orbitare a particulelor lichide, fiecare din acestea descriind un cerc (adîncimi şi întinderi infinite) ;

— particulele lichide, avînd centrele de oscilaţie pe aceeaşi orizontală, se găsesc într-un acelaşi moment pe o curbă trochoidă (locul geometric al unui punct situat în interiorul unui cerc care se rostogoleşte fără alunecare pe o dreaptă) ;

— în adîncime, razele orbitelor descresc după o lege exponenţială.

**Cazul I.** Adîncimi şi întinderi de apă infinite ($H > L$). Ecuaţia mişcării este (fig. XVII. 35) :

$$x = x_0 + r \sin\varphi ;$$

$$z = z_0 - zr \cos\varphi ; \quad \varphi = \pi \left( \frac{t}{T} - \frac{x_0}{L} \right).$$

În aceste ecuaţii $x$, $z$ reprezintă coordonatele curente ale particulei lichide, $x_0$ şi $z_0$ — coordonatele centrului de rotaţie, $\varphi$ — unghiul descris de particulă (măsurat în raport cu verticala), $2\,T$ — perioada, $2\,L$ — distanţa între două particule de fază egală (lungimea de undă).

La suprafaţa apei $r = h$ ($2\,h$ fiind înălţimea valului).

La adîncimea $z_0$ raza de rotaţie are valoarea $r = he^{-\frac{\pi}{L} z_0}$.

Perioada $2\,T = 2\sqrt{\frac{\pi}{g} L}$; viteza de propagare $c = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{L_g}{\pi}}$.

Supraînălţarea nivelului mediu al mării $s_0 = \frac{\pi h^2}{2\,L}$. Supraînălţarea planului centrelor de rotaţie a particulelor situate la adîncimea $z_0$ : $s_{z_0} = \frac{\pi r^2}{2\,L}$.

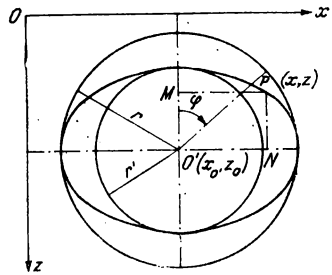



Fig. XVII.35. Mişcarea orbitară.

Presiunea $p$ pe care o suportă o particulă în timpul rotaţiei sale (presiunea dinamică), este dată de relaţia :

$$\frac{p - p_0}{\rho g} = z_0 - \frac{\pi}{2\,L}(h^2 - r^2) = z_0 - s_0 + s_{z0} = z',$$

în care : $p_0$ este presiunea atmosferică ;

$\rho g$ — greutatea specifică a lichidului ;

$s_0$, $s_{z0}$ — supraînălţări de nivel (fig. XVII.36).

Rezultă că presiunea dinamică pe care o suportă particula în timpul rotaţiei sale este constantă şi egală cu presiunea pe care o suportă în stare de repaus.

Energia undelor de hulă (energia potențială $E_p$ plus energia cinetică $E_c$):

$$E = E_p + E_c = \rho g L h^2.$$

**Cazul II.** $H_{cr} < H < L$. Datorită influenței fundului particulele lichide descriu traectorii eliptice, iar valul de suprafață are forma unei trochoide eliptice.

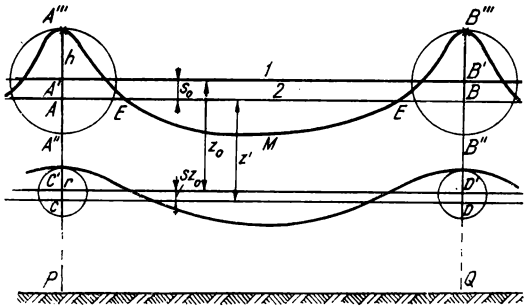



Fig. XVII.36. Valul trochoidal:
*1* – nivel mediu în mișcare; *2* – nivel mediu în repaus.

Semiaxele elipselor ( $r$ — semiaxa orizontală, $r'$ — semiaxa verticală) sînt:

$$r = h\,\frac{\operatorname{ch}\pi\dfrac{H - z_0}{L}}{\operatorname{sh}\pi\dfrac{H}{L}}; \quad r' = h\,\frac{\operatorname{sh}\pi\dfrac{H - z_0}{L}}{\operatorname{sh}\pi\dfrac{H}{L}}.$$

Ecuația mișcării este:

$$x = x_0 + r\,\sin\varphi;$$

$$z = z_0 - r'\cos\varphi; \quad \varphi = \pi\left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L}\right),$$

La suprafață $r' = h$:

Perioada $2\,T = 2\sqrt{\dfrac{\pi}{g}LK}$ cu $K = \operatorname{cth}\pi\dfrac{H}{L}$.

Supraînălțarea nivelului mediu al mării $s_0 = \dfrac{\pi K h^2}{2L}$; $s_{z_0} = \dfrac{\pi r r'}{2L}$. Presiunea dinamică pe care o suportă o particulă în timpul rotației sale rezultă din relația:

$$\frac{p - p_0}{\rho g} = z_0 - \frac{\pi h^2 K}{2L} + \frac{\pi r^2}{2LK} + \left(\frac{r}{K} - r'\right)\cos\varphi.$$

Presiunea variază cu poziţia particulei (funcţie de cos φ), fiind maximă la creasta de val şi minimă la fundul de val.

Energia undelor de hulă practic are aceeaşi valoare, ca în cazul precedent.

## 5.3. UNDE STAŢIONARE (CLAPOTIS)

Se produc cînd valurile de înălţime şi lungime constantă înaintează către o construcţie cu parament vertical (sau cu un taluz avînd panta mai mare de 45°), după o direcţie normală pe frontul acesteia. Din suprapunerea valului incident cu cel reflectat rezultă o undă staţionară de aceeaşi perioadă şi aceeaşi lungime, însă cu o înălţime dublă decît a valului de origine. Pentru a nu se produce unde secundare care să deranjeze mişcarea, construcţia pe care se produce reflectarea valului trebuie să aibă o lungime de cel puţin o jumătate val.

În ipoteza $H_{cr} < H < L$, ecuaţia mişcării este:

$$x = x_0 + 2\, r \sin \pi \frac{t}{T} \cos \pi \frac{x_0}{L};$$

$$z = z_0 - 2\, r' \sin \pi \frac{t}{T} \sin \pi \frac{x_0}{L},$$

cu notaţiile şi valorile de la cazul precedent.

Ecuaţia traectoriei particulelor este:

$$\frac{z - z_0}{x - x_0} = -\frac{r'}{r} \operatorname{tg} \pi \frac{x_0}{L}.$$

Ecuaţia reprezintă o serie de drepte, cu înclinări diferite care trec prin punctul de coordonate 0 $(x_0, z_0)$.

Profilul instantaneu este (fig. XVII. 37):

$$x = x_0 + A \cos\varphi''; \; z = z_0 + A' \sin \varphi'',$$

în care:

$$A = 2\, r \sin \pi \frac{t}{T}; \; A' = 2\, r' \sin \pi \frac{t}{T}; \; \varphi'' = -\pi \frac{x_0}{L}.$$

Supraînălţarea nivelului mediu la suprafaţa apei este:

$s_0 = \dfrac{2\pi K h^2}{L} \sin^2 \pi \dfrac{t}{T}$; la adîncimea $z_0$, $s_{z_0} = \dfrac{2\pi r r'}{L} \sin^2 \pi \dfrac{t}{T}$, deci este variabilă cu timpul. Pentru $t = T$, $s_0 = \dfrac{2\pi K h^2}{L}$ şi $s_{z_0} = \dfrac{2\pi r r'}{L}$, deci de patru ori mai mari ca în cazul valurilor de hulă.

Vitezele orizontale ale particulelor lichide sînt:

$$\frac{dx}{dt} = 2r\,\frac{\pi}{T}\cos\pi\,\frac{t}{T}\cos\pi\,\frac{x_0}{L}.$$

La noduri ($x_0 = 0, L, 2L\ldots$) şi pentru $t = 0, T, 2T\ldots$ se produc vitezele maxime:

$$v_{max} = \frac{2\pi r}{T}.$$

Vitezele maxime orizontale, deci şi cele de fund care pot produce afuieri în faţa digurilor, sînt de două ori mai mari decît la valurile obişnuite de hulă (v. p. 263).

La fund $r' = 0$ (traiectoriile eliptice se transformă în linii drepte, orizontale) şi $r_f = \dfrac{h}{\operatorname{sh}\pi\,\dfrac{H}{L}}$ (conform relaţiilor de la p. 254).

Presiunea pe care o suportă particulele de apă în mişcare rezultă din relaţia:

$$\frac{p - p_0}{\rho g} = z_0 + 2\left(\frac{r}{K} - r'\right)\sin\pi\,\frac{t}{T}\sin\pi\,\frac{x_0}{L}.$$

Din această ecuaţie se pot determina presiunile maxime şi minime care au loc pe peretele vertical al digului pe care se produce reflectarea şi la $x_0 = \dfrac{L}{2}, \dfrac{3L}{2}\ldots$.

La suprafaţa apei $r' = hr = Kh$ şi $p - p_0 = 0$, $p = p_0$ (presiunea atmosferică).

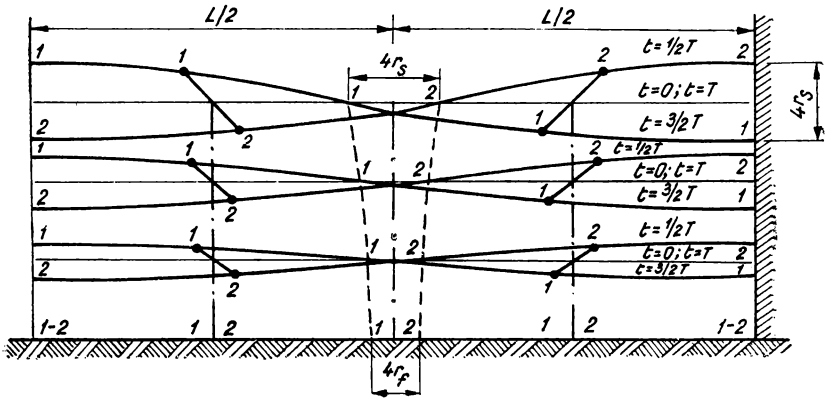



Fig. XVII.37. Traiectoriile particulelor lichide în unde staţionare.

Valorile maxime şi minime ale presiunii la fund sînt :

$$\frac{p_f - p_0}{\varrho g} = H \pm \frac{2 r_f}{K} = H \pm \frac{2h}{\operatorname{ch} \pi \dfrac{H}{L}}.$$

Pentru clapotis, adîncimea critică se consideră curent egală 4 $h$.

## 5.4. VALURILE ÎN APROPIEREA COASTELOR

Transformarea elementelor hulei (lungime, înălţime, direcţie de propagare) datorită variaţiilor lente de adîncime, constituie *fenomenul de refracţie al valurilor.*

În cazul unei plaje submarine cu pantă sub 1 : 100, atîta timp cît $H_{cr} < H < L$, determinarea elementelor valurilor transformate se poate face admiţînd că perioada 2 $T$ a acestora rămîne aceeaşi cu a valurilor de larg care le-a dat naştere (dacă valurile nu se suprapun şi nu deferlează, numărul de valuri care trece într-un acelaşi timp prin două puncte situate la o distanţă oarecare pe direcţia de propagare, trebuie să fie acelaşi).

Pentru valurile care se formează la adîncimile succesive $H_1 > H$, conform celor de mai înainte se poate scrie :

$$T_1 = T \text{ sau } \sqrt{\frac{\pi}{g} L_1 K_1} = \sqrt{\frac{\pi}{g} LK},$$

rezultînd $L_1 K_1 = LK$.

Dacă $L_1$, $K_1$ sînt cunoscute, se poate determina $L$ ($H$ este de asemenea cunoscut) :

$$L \operatorname{cth} \pi \frac{H}{L} = L_1 K_1.$$

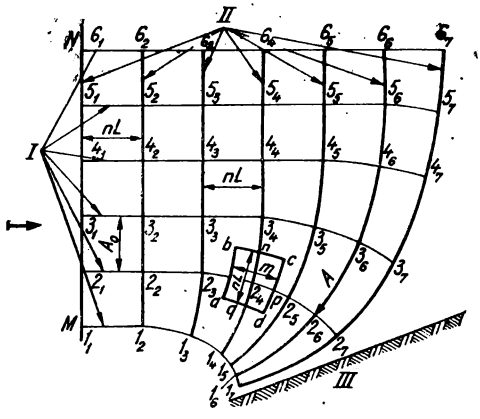



Fig. XVII.38. Spectrul de valuri în zona de coastă :

*I* – direcţia de propagare a hulei în larg ; *II* – linii de undă ; *III* – linia de coastă.

Cu ajutorul elementelor de mai înainte se poate întocmi, destul de simplu, o reprezentare grafică a spectrului de valuri, în zona de coastă (fig. XVII.38).

Se consideră o linie de undă $MN$ din zona adîncimilor mari ($H > L$), perpendiculară pe direcţia de propagare a hulei şi mai multe puncte pe această linie $1_1$, $2_1$, ..., $6_1$. Distanţa arbitrară între aceste puncte poate fi luată egală cu $nL$, funcţie de scara grafi-

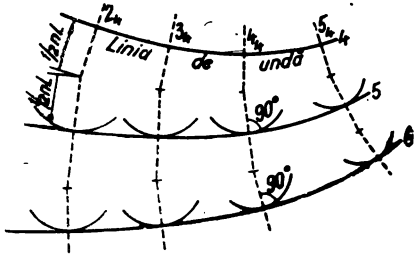



Fig. XVII.39. Construcţie grafică pentru spectrul de valuri.

culuí. După un timp $nT$, linia de undă se va găsi la distanţa $nTc = nL$, iar punctele considerate în $1_2$, $2_2$, ..., $6_2$. Dacă de aici adîncimile încep să scadă, noile lungimi de undă se pot calcula conform celor de mai înainte, construcţia liniilor succesive de valuri făcîndu-se conform fig. XVII.39. Adîncimea de calcul într-un punct oarecare $2_4$ poate fi aproximată ca adîncimea medie a prismei de înaintare, avînd ca bază un pătrat curbiliniu cu latura $L$.

Înălţimea valurilor se poate determina plecînd de la ipoteza conservării energiei; în final se obţine:

$$h = h_1 \sqrt{\frac{A_1}{A}},$$

în care $A_1$ şi $A$ reprezintă perechi de valori succesive ale lungimilor frontului de undă, ca de exemplu $2_2\ 3_2 - 2_3\ 3_3$, $2_3\ 3_3 - 2_4\ 3_4$ etc.

Pentru determinarea noilor elemente ale valurilor se pot utiliza şi diferite formule empirice:

a) Lungimea valurilor:

— pentru $H = (0{,}7 \ldots 1{,}0)\ L_1$; $L = L_1 \sqrt[6]{\frac{H}{H_1}}$;

— pentru $H = (0{,}2 \ldots 0{,}7)\ L_1$; $L = L_1 \sqrt[4]{\frac{H}{H_1}}$.

b) Înălţimea valurilor:

— pentru $H = (0{,}5 \ldots 0{,}7)\ L_1$; $h = h_1 \sqrt{\frac{H}{H_1}}$;

— pentru $H_1' = (0{,}2 \ldots 0{,}5)\ L_1$; $h = h_1 \sqrt[6]{\frac{H}{H_1}}$.

Cînd $H < 0{,}2L_1$, ceea ce echivalează în mod curent cu $H = (2 \ldots 4)h_1$, deci cînd adîncimile scad sub cele critice, valul deferlează. Dacă după punctul de deferlare urmează o suprafață de apă suficient de întinsă (mai mare ca $L_1$), care să permită formarea unor noi valuri, pentru acestea se poate admite aproximativ :

$$L = L_1 \sqrt{\frac{H}{H_1}};\quad h = h_1 \sqrt{\frac{H}{H_1}}.$$

După alți autori (Prof. N. N. Djunkovski), agitația formată după deferlare, are un caracter complex de val și de undă de translație, cu următorii parametri :

$$h = h_1 \sqrt{\frac{H}{H_{cr}}};\quad c = \sqrt{2hg};\quad L = c\,T.$$

Particulele de apă continuînd să se rotească pe orbite, viteza celor de la suprafață va fi :

$$v_s = h \sqrt{\frac{\pi g}{L} \operatorname{cth} \pi \frac{H}{L}} = h \sqrt{\frac{\pi g}{L}} K.$$

Se aproximează că vitezele de translație și de rotație, care acționează toate particulele lichide, imprimă acestora o viteză medie orizontală :

$$v_h = n\,c + v_s,$$

în care $n$ este un coeficient egal cu 0,75 (la pante ale fundului sub 26°).

*Prin difracția valurilor* se înțelege, totalitatea fenomenelor prin care energia valurilor nu se propagă în întregime în lungul ortogonalelor pe creste ci în parte trece de la una din aceste linii, la alta. Fenomenele de difracție se produc mai ales în zona unei discontinuități din cîmpul valurilor (un promontoriu, capul unui dig etc.).

Valurile de hulă, care pătrund pe gura de intrare a unui port maritim, se destind și se atenuează progresiv. Înălțimea valului propagat 2 h se poate determina în funcție de înălțimea valului de larg 2 $h_0$ cu formula :

$$2h = 2h_0 \left[ \sqrt{\frac{b}{B}} - \frac{1}{37{,}4} \left( 1 + \sqrt{\frac{b}{B}} \right) \sqrt[4]{D} \right] \text{[m]} \text{ (Stevenson)},$$

în care $b$ este lățimea gurei de intrare, $B$ — lățimea aquatorului la distanța $D$ de gură (fig. XVII.40, *a*).

Formula este valabilă pentru aquatorii de formă simetrică, regulată, limitate de construcții cu parament vertical, iar în fund un țărm cu taluz pe care valul deferlează.

Dacă direcția de propagare a valurilor de larg face unghiul $\theta$ cu direcția de intrare, se introduce un factor de corecție $K = 1 - 0{,}04 \sqrt{\theta}$ ($\theta$, în grade sexagesimale).

Pentru aquatorii nesimetrice (fig. XVII.40, *b*) se poate utiliza formula :

$$2h = 2h_0 \ (1 - 0{,}06\sqrt{\theta})\sqrt{\frac{b}{b + 0{,}02\,\alpha D}} \ [\text{m}],$$

în care $\theta$ şi $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$ sînt date în grade sexagesimale, iar restul notaţiilor ca mai înainte.

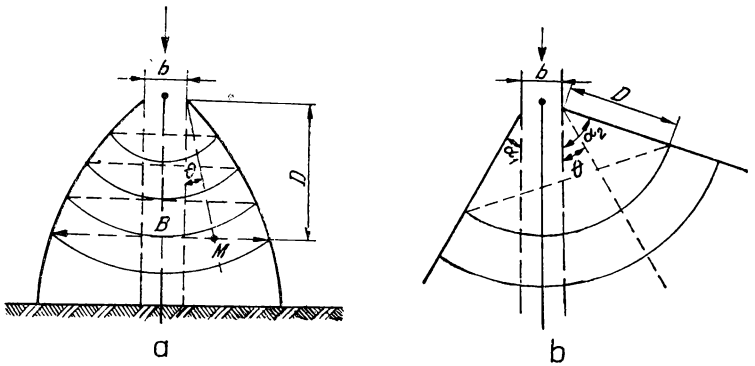



Fig. XVII.40. Propagarea valurilor de larg în aquatorul unui port maritim.

Dacă în propagarea lor în zonele cu apă adîncă $H > H_{cr}$, valurile de hulă întîlnesc un taluz abrupt sub un unghi $\beta \neq 90°$, ele *se reflectă*.

Undele incidente şi cele reflectate dau naştere fenomenului de *gofraj*, care este un fenomen staţionar întocmai ca şi clapotisul.

Prin reflectări succesive, valurile pot pătrunde în bazinele adăpostite ale unui port maritim, tulburînd liniştea necesară.

## 6. CONSTRUCŢII EXTERIOARE DE APĂRARE A PORTURILOR MARITIME

### 6.1. CONSTRUCŢII CU TALUZURI

Construcţiile cu taluzuri se pot executa din piatră brută nesortată, din piatră brută sortată după categorii de greutate, din piatră brută avînd taluzurile şi bermele acoperite cu blocuri mari naturale sau artificiale, din blocuri artificiale aşezate pel—mel.

Construcţiile cu taluzuri din piatră brută nesortată se utilizează rar şi numai pentru valuri mici, cu înălţimi sub 1,50 m. Peste această înălţime de val, în zona mai solicitată dinspre suprafaţă, chiar dacă taluzul se execută din piatră brută pînă la 100 kgf/buc el devine nestabil şi de obicei se reaşează singur la pante foarte mici de 1/5—1/6 şi uneori pînă la 1/10 — 1/14.

Golurile în construcțiile de piatră brută nesortată ating 25 — 30 %, în cele de piatră brută sortată după categorii de greutate 35 — 40 %, iar în taluzurile apărate de blocuri artificiale 45 — 48 %.

Construcțiile de piatră brută sortată după categorii de greutate se pot utiliza pînă la înălțimi de val de 4 — 5 m. Straturile de anrocamente mai mari acoperă pe cele cu dimensiuni mai reduse în așa fel, ca fiecare strat să poată rezista la forța de antrenare a valurilor la adîncimea respectivă, atît în timpul exploatării cît și în timpul execuției și eventualelor avarii. În afară de condiția stabilității, dimensiunile pietrei în diferite straturi trebuie să îndeplinească și condițiile filtrului invers. Nucleul este alcătuit de obicei din deșeuri de carieră.

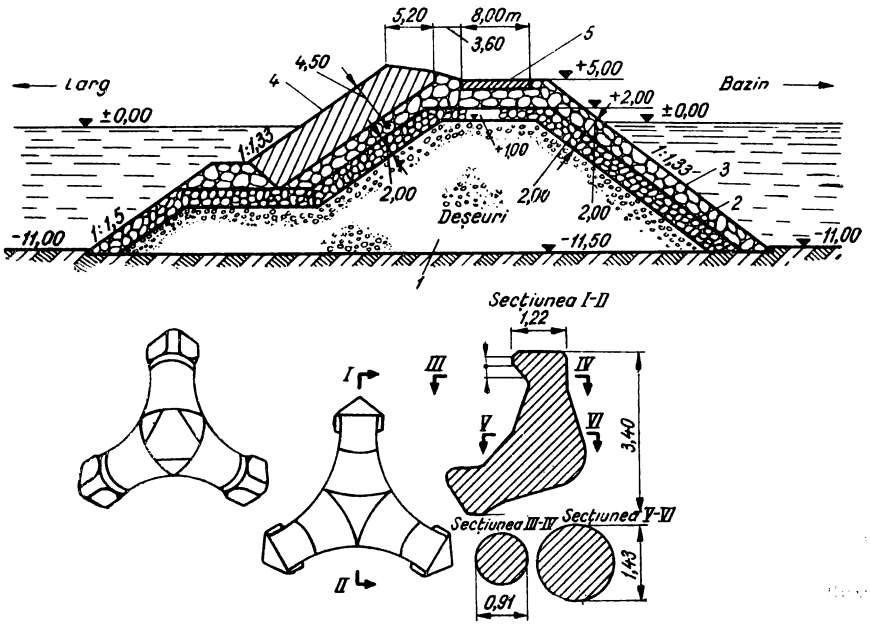



Fig. XVII.41. Dig cu stabilopozi în portul Constanța:

*1* — piatră nesortată sub 2 tf; *2* — blocuri de piatră de 2—10 tf; *3* — blocuri de piatră de 10—12 tf; *4* — stabilopozi de 20 tf; *5* — placă de beton.

Construcțiile cu taluzuri protejate cu blocuri naturale sau artificiale de beton paralelipipedice sau de forme speciale ca tetrapozi, tribari, stabilopozi etc. (fig. XVII.41), se pot utiliza pentru înălțimi de val oricît de mari. Sînt cele mai răspîndit tip și constituie soluția utilizată în mod exclusiv pînă astăzi, la lucrările de pe litoralul românesc al Mării Negre.

6.1.1. **Acţiunea valurilor.** Creasta valului care se sparge se găseşte în punctul $P$ pe axa $oz$ şi are $z_0 = 3\,h + s_0$. Dacă $v_h$ este viteza orizontală a unei particule situate pe creastă în momentul deferlării, coordonatele curente ale acesteia vor fi (fig XVII. 42):

$$x = v_h t;\ s = z_0 - \frac{gt^2}{2} \text{ sau } z = z_0 - \frac{g\,x^2}{2\,v_h^2}.$$

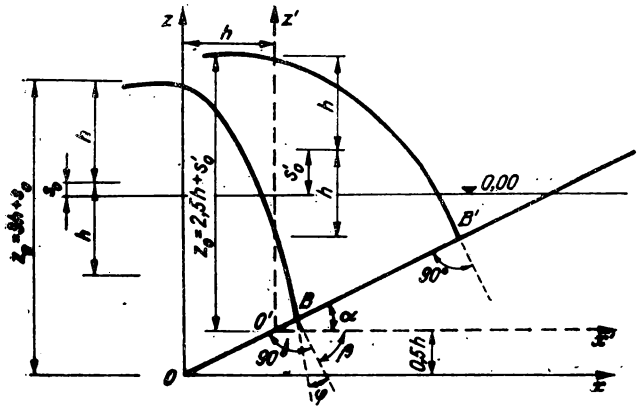



Fig. X\II.42. Deferlarea valului pe taluz.

Ordonata punctului $B$ în care particula de apă va lovi taluzul este:

$$z_B = x_B \operatorname{tg} \alpha;\quad z_B = z_0 - \frac{g x_B^2}{2\,v_h^2}.$$

Eliminînd pe $z_B$ se obţine $x_B = \frac{1}{g}\left(-v_h^2 \operatorname{tg} \alpha + v_h \sqrt{v_h^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2\,g z_0}\right)$.

Rezultă şi $z_B$. În momentul contactului cu taluzul, viteza pe verticală a particulei este:

$$v_v = \sqrt{2g\,(z_0 - z_B)} = \sqrt{2\,g\,\frac{g x_B^2}{2 v_h^2}} = \frac{g\,x_B^2}{v_h}.$$

Viteza rezultantă este:

$$v_B = \sqrt{v_h^2 + \left(\frac{g\,x_B}{v_h}\right)^2};\ \operatorname{tg} \beta = \frac{v_v}{v_h}.$$

Componenta normală pe taluz $v_B^N = v_B \cos \varphi = v_B \sin (\alpha + \beta)$. Presiunea exercitată pe taluz este: $p = \frac{m\gamma}{2g}\left[v_h^2 + \left(\frac{g x_B}{v_h}\right)^2\right] \sin^2 (\alpha + \beta)$; $m = 1{,}7$.

După Prof. N. N. Djunkovskii se poate lua : $v_h = nc + v_s$ ; viteza de propagare $c = \sqrt{\frac{L\,g}{\pi K}}$ ; viteza de rotație $v_s$ a unei particule de suprafață, care se găsește pe creasta valului, în momentul deferlării, este orizontală și are valoarea $v_s = \frac{\pi h K}{T}$. Deoarece :

$$T = \sqrt{\frac{\pi K}{g}}\, L\,;\ v_s = h\,\sqrt{\frac{\pi\, Kg}{L}}\,;\qquad K = \operatorname{cth}\,\pi\,\frac{H}{L}\,.$$

Pentru $\alpha < 26°$, $n = 0{,}75$ ; pentru $\alpha \geqslant 26°$, $n = 0$. Deoarece tg $26°40' \approx \frac{1}{2}$ rezultă că pentru înclinări ale taluzilui de circa 1 :2 și mai mari, pentru calculul presiunilor nu se ia în considerație decît viteza de rotație $v_s$ .

*Metoda Irribaren.* Se consideră $v_h = \sqrt{gh}$ și $s_0 = 0{,}5\ h$. Dacă admitem că deferlarea valului se face ceva mai aproape de dig la $H_{cr} = 1{,}5\ h$ (în loc de $H_{cr} = 2h$ cît s-a luat în cazul precedent), $z_0 = 1{,}5\ h + 0{,}5\ h + h = 3\ h$. Pentru taluzul tg $\alpha = 1:2$ :

$$x_B = \frac{1}{g}\left(-\frac{gh}{2} + \sqrt{gh}\,\sqrt{\frac{gh}{4} + 2g \times 3\,h}\,\right) = 2h\,;\ z_B = \frac{1}{2}\,(2h) = h.$$

Rezultă că particula de apă care în momentul deferlării se găsea pe creasta valului, în căderea sa lovește taluzul la adîncimea 0,5 $h$ sub nivelul mării liniștite ; înălțimea de cădere 2 $h$, deci :

$$v_h = \sqrt{gh}\,;\ v_v = \sqrt{2\,g\,(2h)}\,;\ \operatorname{tg}\,\beta = \frac{v_v}{v_h} = 2,$$

viteza rezultată :

$$v_B = \sqrt{gh + 4\,gh} = \sqrt{5\ gh},$$

este normală pe taluz, iar :

$$p = K\lambda\,\frac{5\,gh}{2\,g} = 2{,}5\ K\gamma\,h.$$

6.1.2. **Vitezele la fund.** Conform ecuației generale a mișcării eliptice :

$$x = x_0 + r\sin\varphi\,;\ \varphi = \pi\left(\frac{t}{T} - \frac{x_0}{L}\right);\ v_h = \frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t} = \frac{\pi r}{T}\cos\varphi\,;$$

viteza maximă la fund se obține pentru $\varphi = \pm k\pi$ :

$$v_{max.\,f} = \pm\frac{\pi r}{T}\,;\qquad r = h\,\frac{\operatorname{ch}\,\pi\dfrac{H - z_0}{L}}{\operatorname{sh}\,\pi\dfrac{H}{L}}\,;\ T = \sqrt{\frac{\pi}{g}\,L\operatorname{cth}\,\pi\,\frac{H}{L}}\,.$$

Pentru $z_0 = H$ :

$$v_{max} = \frac{2\,\pi\,h}{\sqrt{\dfrac{2\,\pi\,L}{g}\operatorname{sh}\,2\,\pi\dfrac{H}{L}}}\,.$$

## 6.2. CONSTRUCŢII CU PARAMENT VERTICAL ŞI DE TIP COMBINAT

După elementele din care sînt alcătuite, construcţiile masive cu parament vertical se pot împărţi în : construcţii din blocuri artificiale paralelipipedice, din blocuri celulare, din masive ciclopeene, din masive gigante şi căsoaie de lemn.

a) Construcţiile din blocuri artificiale paralelipipedice (fig. XVII. 43) se execută cu asize orizontale mai rar înclinate. Rosturile veticale între blocuri sînt întreţesute (armate). Rosturile verticale de tasare se prevăd la distanţe de 35—40 m precum şi la schimbările bruşte ale adîncimii şi structurii geologice a fundului. Blocurile au greutăţi care variază în mod obişnuit între 20 şi 60 tf. Raportul dimensiunilor este 1 :1,5 :3 şi cel mult 1 :1 :3. Blocurile de încheiere a tronsoanelor pot fi ceva mai scurte. Acoperirea rosturilor în lungul construcţiei trebuie să fie de cel puţin 0,60 m, iar în sens transversal 0,90 m. În cazuri excepţionale şi numai local, acoperirea se poate reduce la 0,40 m.

Se pot utiliza două sau cel mult trei tipuri de blocuri. Prin aşezarea convenabilă a acestora, paramentele pot avea un mic fruct, ceea ce contribuie la sporirea stabilităţii. Construcţiile din blocurile artificiale de beton sînt indicate pînă la înălţimi de val de circa 4—5 m.

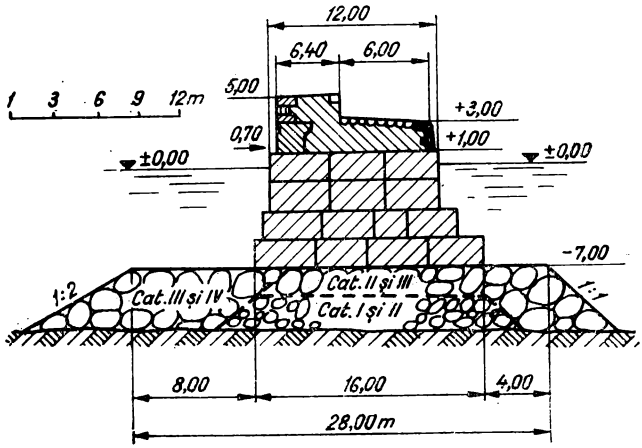



Fig. XVII.43. Dig vertical din blocuri artificiale (portul Trepani-Italia) :
*I, II, III, IV* — anrocamente de categoria *I, II, III* sau *IV*.

b) Construcţiile din blocuri celulare se execută astăzi foarte rar. Elementele de formă celulară se aşează în operă goale, apoi se umplu cu beton. Rezultă economii şi avantaje importante în execuţie datorită micşorării greutăţii (transport, punere în operă). După umplerea cu beton, aceste elemente ajung la greutăţi de cîteva sute de tone, formînd în ansamblu un monolit. Principalul neajuns al acestui tip constă în marile riscuri din timpul execuţiei. Valurile mari pot antrena elementele celulare care nu au fost încă umplute. Se utilizează pentru înălţimi de valuri pînă la 4 m.

c) Construcțiile din masive ciclopeene se utilizează pentru înălțimi mari de val, ajungînd pînă la 6—7 m. Ele ajung la greutăți de 400—600 t și comportă un utilaj puternic pentru transport și punerea în operă. Întreaga lățime a construcției este acoperită de regulă de un singur bloc. Pentru micșorarea greutății și pentru realizarea unei legături mai puternice între blocuri, în interiorul acestora se prevede un puț, care ulterior se armează și se betonează.

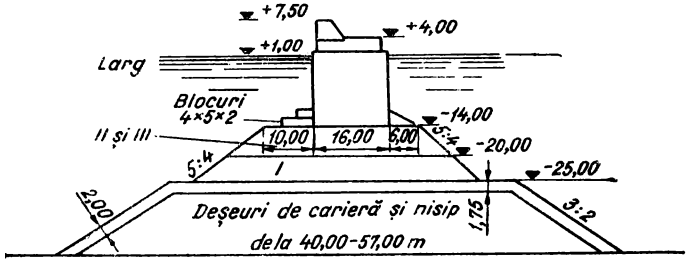



Fig. XVII.44. Dig cu masive gigante de tip combinat (Valparaiso-Chile):
*I, II, III* — anrocamente de categoria *I, II* sau *III*.

d) Construcțiile din masive gigantice (fig. XVII.44) constituie cel mai puternic tip de lucrări exterioare, putînd fi utilizate în orice condiții de agitație a mării, la înălțimi de val oricît de mari. Masivele gigante sînt structuri celulare de beton armat care se aduc plutind și se așează pe amplasament prin lestare.

Ele acoperă întreaga lățime a construcției. Lungimea poate ajunge la 35—40 m, înălțimea la 15 m (portul Valparaiso — Chile), eventual și mai mult. De regulă, lungimea este de 1,50—1,80 ori mai mare ca lățimea. Secțiunea transversală a masivelor gigante utilizate în lucrările exterioare de apărare are o formă simetrică, dreptunghiulară sau trapezoidală, care este mai stabilă. În același scop, placa de fund a masivului este scoasă uneori în consolă.

Lucrările exterioare de apărare reazemă pe un pat de anrocamente care servește pentru repartizarea încărcărilor și apărarea fundului de afuieri.

Dacă adîncimile cresc, stabilitatea lucrărilor cu parament vertical se asigură cu greu și acestea devin neeconomice. Se utilizează atunci lucrări de tip combinat, în care partea superioară este cu parament vertical (pînă sub limita adîncimilor critice de clapotis), iar restul cu taluzuri.

**Acțiunea valurilor. Cazul I.** *Unde staționare.* Adîncimea în fața construcției este $H_{cr} < H < L$. Conform celor arătate la p. 257, presiunea de fund este $\frac{p_f - p_0}{\rho g} = H \pm \pm \frac{2h}{\operatorname{ch} \pi \frac{H}{L}}$, iar supraînălțarea nivelului mediu $s_0 = \frac{2\pi h^2}{L} \operatorname{cth} \pi \frac{H}{L}$. Dacă se no-

tează $a = \dfrac{2h}{\operatorname{ch} \pi \dfrac{H}{L}}$ şi se neglijează presiunea atmosferică care nu influenţează echilibrul construcţiei, $p_f = \gamma (H \pm a)$. Admiţînd o variaţie lineară se obţin diagramele de presiuni din fig. XVII.45, *a*.

Împingerea suplimentară şi momentul de răsturnare respectiv, datorită presiunilor dinamice a valurilor, sînt :

a) La plinul de val :

$$E_1 = \gamma \frac{(H + s_0 + 2h)(H + a) - H^2}{2};$$

$$M_1 = \gamma \frac{(H + s_0 + 2h)^2 (H + a) - H^3}{6}.$$

b) La golul de val :

$$E_1' = \gamma \frac{H^2 - (H + s_0 - 2h)(H - a)}{2};$$

$$M_1' = \gamma \frac{H^3 - (H + s_0 - 2h)^2 (H - a)}{6}.$$

**Cazul II.** *Unde staţionare.* Adîncimea în faţa construcţiei este foarte mare $H > L$ Presiunile dinamice la adîncimea $H = L$ sînt neglijabile. Supraînălţarea nivelului mediu $s_0 = \dfrac{2\pi h^2}{L}$; $\operatorname{cth} \pi \dfrac{H}{L} \approx 1$.

Împingerea suplimentară şi momentul de răsturnare respectiv, datorite presiunilor dinamice ale valurilor, sînt (fig. XVII.45,*b*) :

a) La plinul de val :

$$E_2 = \frac{(L + s_0 + 2h) L - L^2}{2} = 0{,}5 \gamma L (2h + s_0);$$

$$M_2 = \gamma \frac{(L + s_0 + 2h)^2 L - L^3}{6}.$$

b) La golul de val :

$$E_2' = \frac{L^2 - L (L + s_0 - 2h)}{2} = 0{,}5 L (2h - s_0);$$

$$M_2' = \frac{L^3 - (L + s_0 - 2h)^2 L}{6}.$$

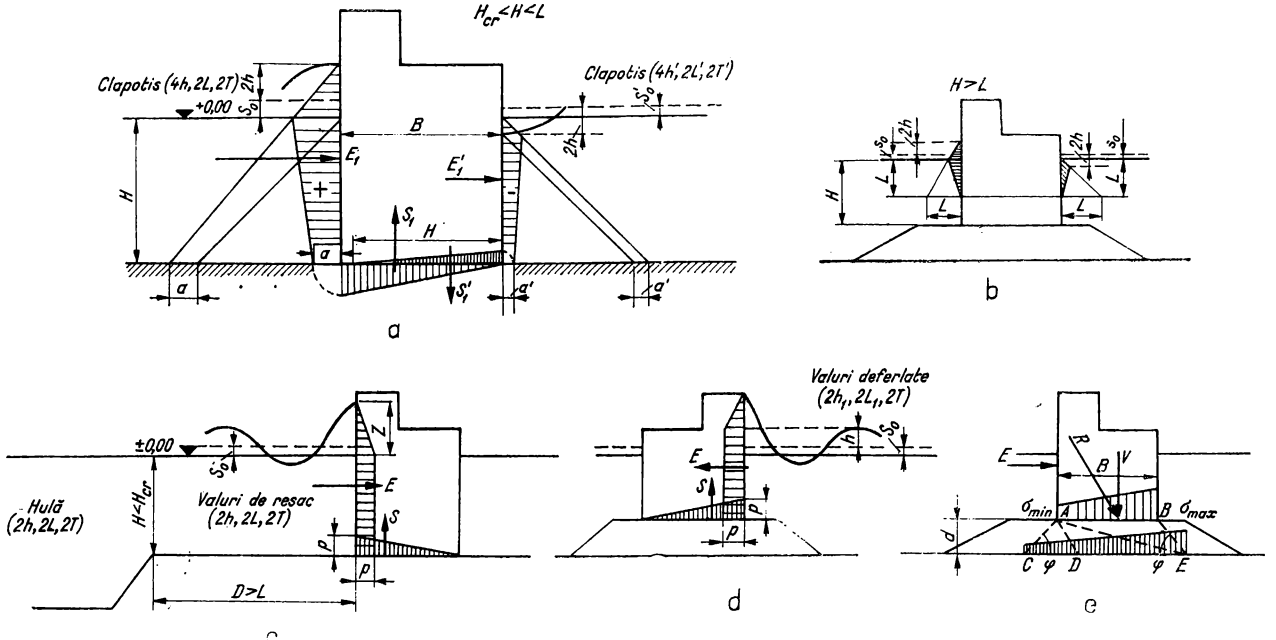



Fig. XVII.45. Ipoteze de încărcare pentru verificarea stabilității lucrărilor exterioare de apărare:
*a*, *b* – unde staționare; *c* – valuri de resac ($H < H_{cr}$); *d* – valuri deferlate pe bermă; *e* – verificarea stabilității.

**Cazul III.** *Valuri sparte* (fig. XVII.45, *c*). Acţiunea valurilor sparte asupra construcţiilor cu parament vertical nu poate fi determinată cu suficientă exactitate. Se deosebesc două cazuri:

a) Dacă valul de apropiere $2h$, $2L$, $2T$, deferlează din cauza adîncimilor reduse la o distanţă mai mare ca $L$ se poate reface dînd naştere unor noi valuri de aceeaşi perioadă $2T$. Înălţimea valului de *resac* $2h$ se determină cu relaţia (v. p. 259):

$$2h = 2h_1 \sqrt{\frac{H}{H_{cr}}},$$

în care: $2h_1$ este înălţimea valului de apropiere;

$H$ — adîncimea apei în faţa construcţiei;

$H_{cr}$ — adîncimea critică a valului de apropiere: $H < H_{cr}$.

Viteza de propagare a valului de resac este $c = \sqrt{2gh}$, iar lungimea acestuia se obţine din condiţia $L = cT$. Se presupune că paramentul vertical al construcţiei este supus loviturilor masei de apă care are o viteză orizontală $v_h = nc + v_s$ ($v_s$ fiind viteza de rotaţie a particulelor de apă la suprafaţă, iar $n = 0{,}75$).

Presiunea exercitată este $p = \dfrac{k(nc + v_s)^2}{2g}$; $k = 1{,}7$.

Înălţimea crestei valului, deasupra nivelului apei liniştite, se determină ţinînd seama de energia cinetică:

$$Z = h + s_0 + \frac{(nc + v_s)^2}{2g}; \quad s_0 = 0{,}5\ h.$$

b) Dacă deferlarea valului se face în imediata vecinătate a construcţiei, pe bermă, datorită înălţimii mari a masivului de anrocamente, calculul este analog. Presiunile se calculează cu elementele valului de apropiere, fără transformări (fig. XVII.45, *d*).

*Verificarea la stabilitate a lucrărilor de tip vertical* se face la răsturnare şi la alunecare pe masivul de anrocamente sau cu o parte din acestea, conform schemei din fig. XVII.45, *e*.

## 7. ŞANTIERE NAVALE. INSTALAŢII DE ANDOCARE

Şantierele navale (fig. XVII.46) sînt întreprinderi de specialitate destinate reparării şi construcţiei navelor. Se realizează, de obicei, în legătură cu un port existent, de preferinţă în bazine bine adăpostite de valuri şi sloiuri. La mările deschise, şantierele navale se construiesc în bazine ecluzate. Dacă sînt amplasate pe malul cursurilor de apă interioare, şantierele navale trebuie să aibă în vecinătatea lor bazine de iernat (adăpost), în care navele să se poată refugia la nevoie.

Lucrările de reparaţie sub linia de plutire presupun scoaterea la zi a întregului corp, sau cel puţin a suprafeţei deteriorate, operaţie cunoscută sub denumirea de andocare.

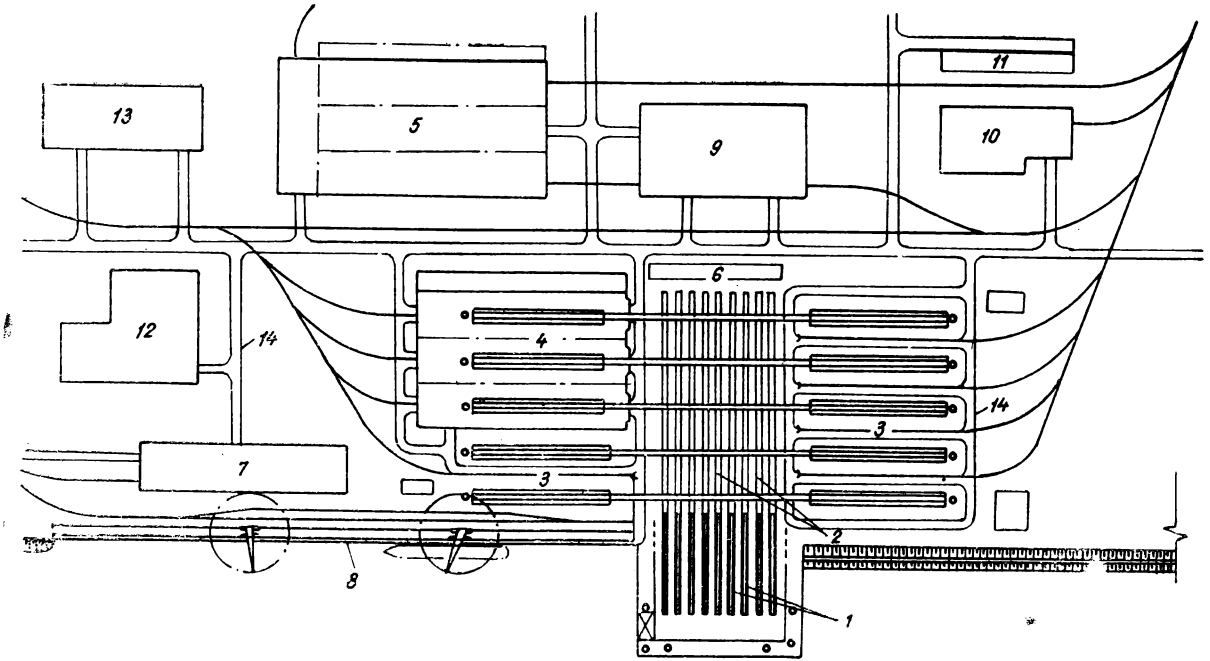



Fig. XVII.46. Planul general al unui şantier naval cu cală tip slip :

*1* — plan înclinat; *2* — platforme orizontale; *3* — amplasament pentru reparaţii curente şi mijlocii; *4* — amplasamente pentru reparaţii capitale; *5* — secţie pentru confecţionarea corpului navei; *6* — casa vinciurilor; *7* — secţia de asamblare; *8* — cheu de armare; *9* — secţia mecanică; *10, 11, 12, 13* — alte secţii şi hale; *14* — drumuri auto.

Durata medie de andocare este de 10—15 zile pentru reparațiile curente, 20—40 zile pentru cele mijlocii și 50—90 zile și mai mult pentru cele capitale.

În cazuri mai simple, pentru scoaterea la zi totală sau parțială a corpului navei se pot utiliza dispozitivele din fig. XVII.47.

În mod curent, pentru andocare se utilizează planurile înclinate (calele), docurile uscate (formele de radub), docurile plutitoare și mai rar camerele de ecluzare și ascensoarele (fig. XVII.48).

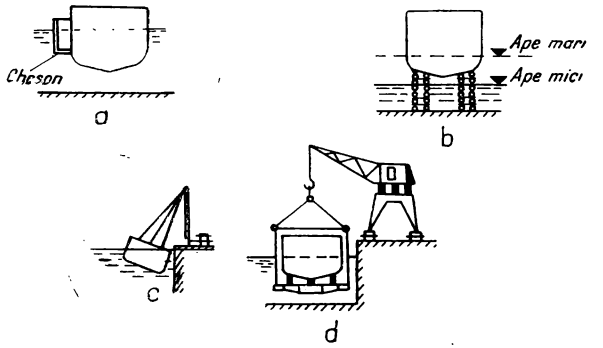



Fig. XVII.47. Dispozitive de andocare parțială sau totală pentru nave mici.

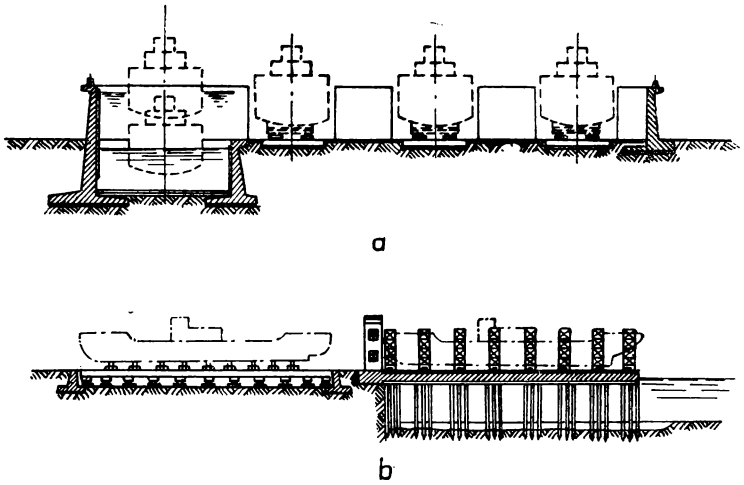



Fig. XVII.48. Camere de ecluzare *a* și ascensoare pentru andocarea navelor *b*.

În afară de acestea, şantierele navale mai sînt dotate cu dane de reparaţii pentru navele care necesită intervenţii numai la suprastructură şi dane de armare (dezarmare) dotate cu macarale puternice de 10—20 tf la care se scot şi se montează unele piese grele (cazane, motoare, axe de elice etc.), înainte şi după andocarea navei.

## 7.1. CALE DE REPARAŢII

Cel mai simplu tip de cală de reparaţii este alcătuit numai dintr-un plan înclinat (helling). Pe acest plan, nava dezarmată şi fixată prealabil pe un sistem de cărucioare (sănii) este *tractată* şi scoasă din apă cu ajutorul unor cabluri acţionate de trolii.

Dacă nava mişcîndu-se pe planul înclinat se deplasează după direcţia pră-pupă, cala se numeşte *longitudinală*; dacă deplasarea se face după o direcţie perpendiculară pe aceasta, cala se numeşte *transversală*.

Capacitatea de andocare a unor astfel de cale simple este însă foarte redusă, pe porţiunea planului înclinat, situată deasupra nivelului apei, fiind posibilă aşezarea doar a cîtorva nave. De asemenea, lansarea la apă prezintă dificultăţi, fiind condiţionată de terminarea reparaţiilor la navele dinspre apă, andocate mai tîrziu.

De accea, în majoritatea cazurilor, calele se completează cu platforme laterale, orizontale, pe care se poate amenaja numărul dorit de amplasamente de reparaţie. Planul înclinat serveşte numai pentru scoaterea şi lansarea navelor la apă. Calele cu platforme anexe (slip-uri) se pot dezvolta fie sub forma de cale longitudinale, fie sub cea de cale transversale.

Calele longitudinale au avantajul că nu ocupă un front lat la ţărm, au o schemă în general mai simplă şi mai ieftină decît cele transversale. La aşezarea pe cărucioare, navele suferă însă eforturi mai mari de încovoiere. În cazul calelor aşezate în curent, acesta lovind transversal nava, poate creia dificultăţi la aşezarea şi fixarea ei pe cărucioare. La viteze egale, timpul de scoatere la zi este de asemenea mai mare. De aceea, în mod curent, sînt preferate calele de reparaţie de tip transversal, cele de tip longitudinal fiind utilizate mai ales pentru nave de tonaj redus (sub 1 000 tf).

Datorită dificultăţilor de construcţie şi tractare, care apar odată cu creşterea tonajului, calele de reparaţie se utilizează numai pentru nave pînă la 3 000—5 000 tf deplasament. Peste aceste limite reparaţiile se fac de obicei în docuri uscate sau plutitoare.

Planul înclinat al calelor de reparaţie are, în majoritatea cazurilor, pante cuprinse între 1 :7 şi 1 :12. Se pot adopta şi pante diferite, mai mari spre fund şi mai mici în vecinătatea şi deasupra nivelului apei, pentru a se compensa micşorarea treptată a forţei de plutire a navei în timpul andocării. La extremitatea inferioară a planului înclinat, adîncimile trebuie să fie suficient de mari pentru a asigura accesul cărucioarelor sub navă şi montarea dispozitivelor de fixare a acesteia.

Pentru ca navele să rămînă în poziţie orizontală şi în timpul ridicării lor pe planul înclinat, cărucioarele au forma de pană. La calele cu platforme anexe (slip-uri), se utilizează de obicei, sisteme de cărucioare suprapuse (etajate).

Trecerea navei de pe planul înclinat pe unul din amplasamentele rezervate pe platformele anexe, se poate face după schema din fig. XVII.49 (cală transversală). Nava ajunge la nivelul platformei superioare cu ajutorul cărucioarelor *1*. Aici, o altă serie de cărucioare *2*, mişcîndu-se pe căi de rulare intercalate între cele ale cărucioarelor pană, intră sub navă pe care o preiau.

Dacă se utilizează cărucioare etajate, transbordarea se face conform schemei din fig. XVII. 50. Cînd platforma cărucioarelor-pană *1* ajunge la nivelul platformei supe-

rioare, nava aşezată pe cărucioarele *2*, poate trece pe platformă. Pentru transportul mai departe, în lungul cheului, se pot utiliza cărucioarele *3*.

Mişcarea navei pe planul înclinat şi pe platforma superioară se poate face utilizînd acelaşi cărucior (fără transbordare), dacă se utilizează schema din fig. XVII.51. Filele

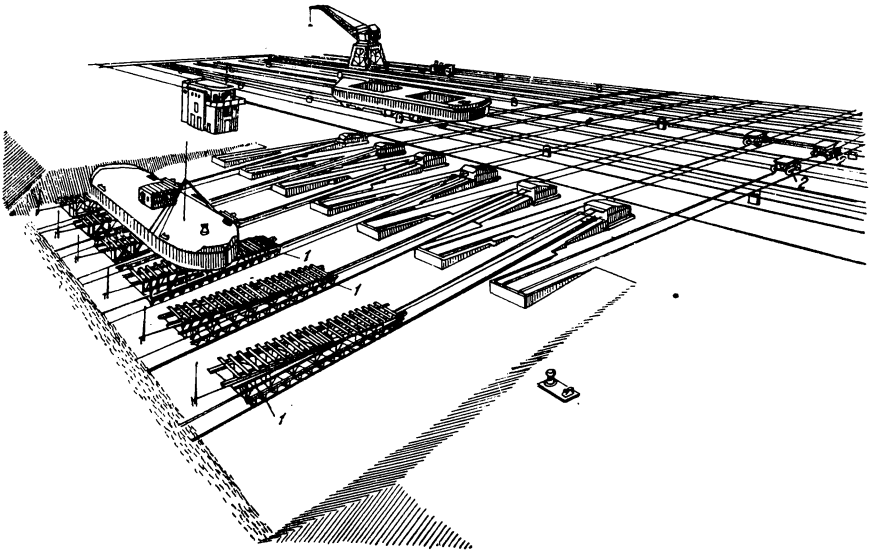



Fig. XVII.49. Cală de reparat nave, cu platforme anexe.

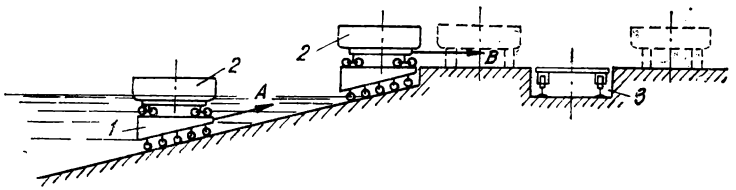



Fig. XVII.50. Dispozitive de transbordare cu cărucioare supraetajate.

de rulare de pe planul înclinat sînt prevăzute cu cîte două căi denivelate (cală sistem transversal). Dispozitivul permite păstrarea orizontalităţii navei pe întreg parcursul.

Adîncimea necesară la prag (sub nivelul zero) este :

$$H_p = C + T + a + h_1 + h_2 + \frac{b}{2}\, i,$$

în care : $C$ este cota nivelului minim de lucru (în valoare absolută);

$T$ — pescajul navei dezarmate (în asietă dreaptă);

$a$ — rezervă de siguranță sub chila navei, $a = 0{,}20 \ldots 0{,}30$ m;

$h_1$ — înălțimea căruciorului superior (dacă acesta există), inclusiv înălțimea blocurilor de calare;

$h_2$ — înălțimea căruciorului inferior (1,00—1,60 m);

$b$ — lungimea balansierului (0,80—1,20 m).

Înălțimea denivelării șinelor este : $h_n = Bi$.

Lungimea totală a planului înclinat este :

$$L = \frac{H_p + H_s}{i} + l\text{tg}\alpha + B + s,$$

în care : $l\text{tg}\alpha$ este lungimea tangentei curbei de racordare de rază $R$ ($R = 10 \ldots 30$ m);

$B$ — lățimea căruciorului;

$s$ — rezervă egală cu 1—2 m.

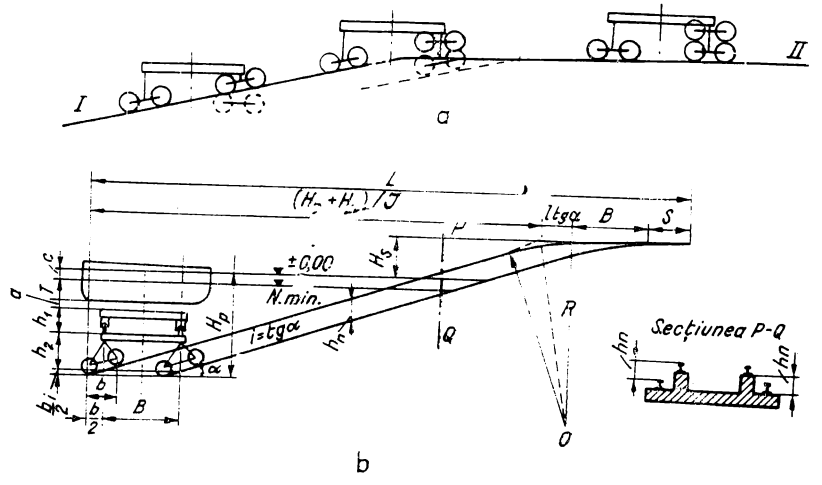



Fig. XVII.51. Plan înclinat cu căi de rulare denivelate.

Trecerea de pe planul înclinat pe platforma orizontală se mai poate face cu ajutorul unui dispozitiv tip placă turnantă ,care pe lîngă rotații în planul orizontal mai poate lua înclinări în planul vertical.

Ca un tip special de cală mai poate fi citat așa numitul *doc uscat pe roate* utilizat mai ales în S.U.A., care nu este de fapt decît o cală (longitudinală sau transversală), la care cărucioarele reunite într-un sistem unitar, formează o platformă continuă mobilă, de andocare și lucru.

Pentru ridicarea pe cală este necesar să se cunoască următoarele date caracteristice ale navei : dimensiunile geometrice, deplasamentul $D$, greutatea în momentul andocării $Q$, distanţa între centrul de greutate şi cupla maestră, grinda echivalentă (secţiunea transversală a elementelor longitudinale ale corpului navei care conlucrează la încovoierea generală), curba momentelor de inerţie a grinzii echivalente în lungul navei şi poziţia axei neutre etc.

Greutatea $Q$ se repartizează în lungul navei neuniform, datorită concentrării ei în unele compartimente (maşini, cazane, magazii de mărfuri etc.). În practică, ţinîndu-se seama de influenţa rigidităţii navei şi de elasticitatea reazemelor, se poate admite diagrama de distribuţie din fig. XVII. 52, în care :

$$m = \frac{Q}{0{,}85\ L}; \quad m_{pr} = 0{,}50 \text{ m}; \quad m_p = 0{,}60 \text{ m}.$$

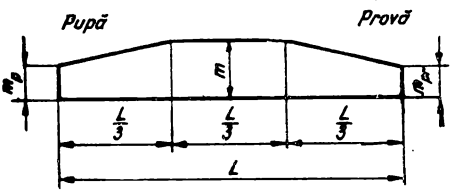



Fig. XVII.52. Diagrama repartizării greutăţii navei.

Pentru antedimensionare, greutatea cărucioarelor poate fi evaluată ca o cotă parte din greutatea pe metru liniar a navei de calcul. Dacă se ţine seama şi de neuniformitatea repartizării greutăţii navei între cărucioare, încărcarea totală maximă, pe metru liniar de navă, poate atinge valoarea :

$$q = (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) \text{ [m]},$$

în care : $K_1$ este coeficientul de neuniformitate a repartizării greutăţii navei: $K_1 = 1{,}25 \ldots 2{,}50$, în funcţie de alcătuirea căilor de rulare ;

$K_2$, $K_3$, $K_4$ — coeficienţi pentru determinarea greutăţii cărucioarelor pe metru liniar de navă. Pentru cărucioarele inferioare : $K_2 = 0{,}07 \ldots 0{,}10$ ; pentru cărucioarele de la etajul întîi şi doi (dacă acestea există): $K_3 = K_4 = 0{,}05 \ldots 0{,}07$.

Numărul $N$ de file de rulare a unei cale transversale sau a numărului de cărucioare care formează reunite trenul de ridicare al navei pe o cală longitudinală, rezultă din relaţiile :

$$P_a r n = k q l; \quad N = \frac{0{,}95\ L_K}{l} + 1,$$

în care : $P_a$ — încărcarea admisibilă pe roate ; pe longrine de lemn : $P_a = 12...25$ tf, iar pe beton sau beton armat $P_a = 20...50$ tf ;
$r$ — numărul de şine ale unei file ;
$n$ — numărul roţilor căruciorului care rulează pe aceeaşi şină (de exemplu două balansiere a 4 roţi, $n = 8$) ;
$k$ — coeficientul de neuniformitate a repartizării încărcării între roţile căruciorului, $k = 1{,}30...2{,}70$, în funcţie de modul de rezemare a platformei căruciorului (cu resorturi, rigidă) ;
$l$ — distanţa între axele a două file vecine la cala transversală sau a două cărucioare vecine la cea longitudinală ;
$L_K$ — lungimea chilei navei de calcul : $L_K = (0{,}85...0{,}95)\ L$ navă.

Distanţa minimă între axele boghiurilor cărucioarelor rezultă din condiţia ca momentul de răsturnare $M_r$, datorit acţiunii vîntului, efortului de tracţiune şi forţelor de inerţie să nu depăşească momentul de stabilitate $M_s$, datorit greutăţii navei şi cărucioarelor : $M_s = cM_r$ (fig. XVII.53).

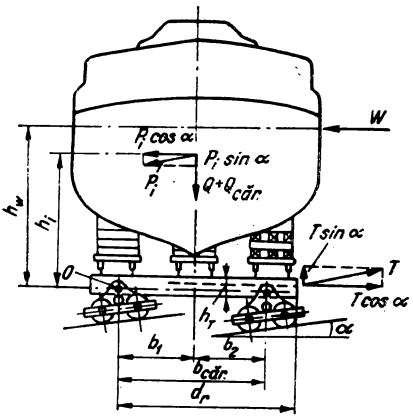



Fig. XVII.53. Stabilitatea transversală a navei pe cărucioare.

Coeficientul de siguranţă $c = 1{,}10...1{,}20$ în ipoteza navei fixe şi a unei furtuni puternice şi $c = 1{,}20...1{,}40$ în ipoteza exploatării normale a calei (nava în mişcare, vînt 5° Beaufort).

Forţa de inerţie $P_i$ este paralelă cu direcţia mişcării (a planului înclinat) şi are valoarea :

$$P_i = \frac{Q + Q_{căr}}{gt}\, v,$$

în care : $v$ este viteza de deplasare a navei pe planul înclinat : $v = 0{,}02...0{,}05$ m/s ;
$t$ — timpul de accelerare sau de frînare, în s.

Forţa de tracţiune $T$ se calculează cu expresia:

$$T = (Q + Q_{căr}) \sin \alpha + c_1 (Q + Q_{căr}) (f_1 + f_2 r) \frac{\cos \alpha}{R} + \frac{(Q + Q_{căr})}{gt} v + W \cos \alpha.$$

Primul termen la expresiei reprezintă componenta greutăţii navei şi cărucioarelor, după direcţia planului înclinat, iar termenul al doilea, suma frecărilor în lagărele axelor şi a celor de rostogolire ($r$ este raza axului şi $R$ — raza roţilor căruciorului). Termenul al treilea reprezintă forţa de inerţie, termenul al patrulea acţiunea vîntului; $c_1$ este un coeficient de siguranţă egal cu 1,1—1,4 care ţine seama de eventualele sporuri ale rezistenţelor de frecare şi rostogolire care pot apărea datorită unor cauze accidentale (neprecizări în montaj, ruginiri etc.).

Cu notaţiile din fig. XVII.53, momentul de răsturnare are expresia:

$$M_r = W h_w + P_i h_i \cos \alpha - P_i \sin \alpha \frac{b_{căr}}{2} + T \sin \alpha \, d_r - T \cos \alpha \, h_T ,$$

iar momentul de stabilitate:

$$M_s = (Q + Q_{căr}) \frac{b_{căr}}{2}.$$

Pentru a asigura lansarea navei la apă, panta planului inclinat trebuie să satisfacă relaţia:

$$(Q + Q_{căr}) \sin \alpha \geqslant c_1 (Q + Q_{căr}) (f_1 + f_2 r) \frac{\cos \alpha}{R},$$

sau:

$$\operatorname{tg} \alpha \geqslant c_1 \frac{(f_1 + f_2 r)}{R}.$$

## 7.2. CALE DE CONSTRUCŢIE

Calele de construcţie servesc numai pentru lansarea la apă a navelor executate pe platformele şantierelor navale. Lansarea se poate face transversal sau longitudinal, utilizîndu-se sănii de lansare. Fiind vorba numai de lansare nu şi de ridicare, cărucioarele şi instalaţiile mecanice respective nu mai sînt necesare.

Lansarea transversală este indicată pentru construcţia în serie a navelor de dimensiuni mici şi mijlocii. Lansarea longitudinală se utilizează mai ales pentru nave mari, întrucît înlătură pericolul de răsturnare şi unda puternică de remuu care se produce în bazin în momentul deslipirii navei de cala de lansare şi trecerea ei în stare de plutire.

Calele longitudinale de lansare (fig. XVII. 54,*a*) se construiesc cu profil rectiliniu, frînt sau curb. Pantele admise variază între 1 :12 şi 1 :20 pentru navele maritime mari (chiar 1 :27 pentru cele foarte mari) şi între 1 :10 şi 1 :6 pentru navele maritime mici şi pentru cele fluviale. În cazul profilului curb pentru navele mari raza variază între 8 000 şi 20 000 m.

Pentru lansare, nava este aşezată cu pupa spre apă. Iniţial, reazemă pe blocurile de calaj *1*, puţin înalte, aşezate suprapus în axul filei la 1,25—2,50 m distanţă. Înălţimea lor totală nu trebuie să scadă sub 1,20 m, pentru a permite lucrul sub chilă. În afară de blocurile de calaj, nava mai este susţinută şi de o serie de contrafişe care îi asigură stabilitatea, fără a prelua o parte importantă din greutatea ei.

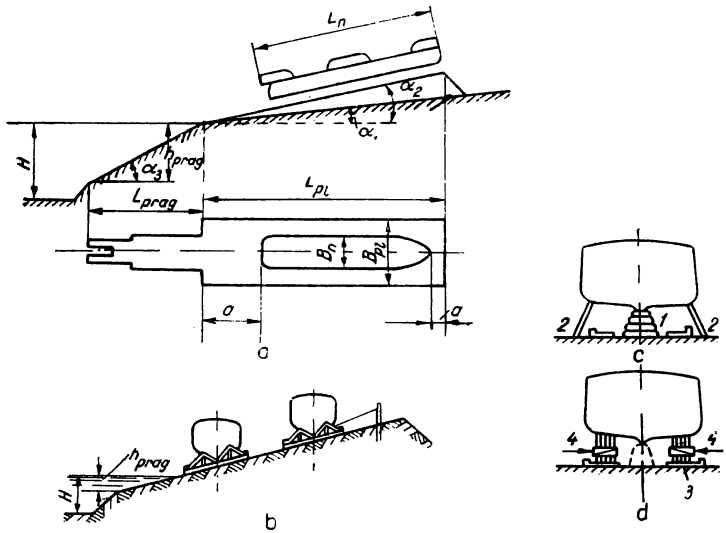



Fig. XVII.54. Cale de construcţie:

*a* — longitudinale; *b* — transversale; *c* — fixarea navei pe blocurile de calaj; *d* — ridicarea navei pe sănii; *1* — chil-blocuri; *2* — epontili de sprijinire; *3*, *4* — filele şi săniile de lansare.

Înainte de lansare, grinzile de lemn ale filelor se ung cu seu, săpun, parafină etc., în straturi suprapuse, creînd o primă zonă de unsoare rezistentă la strivire deasupra şi o a doua mai fluidă, dedesubt.

Pe file pe ambele laturi ale chilei susţinută pe blocurile de calaj, se aşează săniile de lansare. Prin împănare, greutatea navei trece pe acestea. Săniile sînt fixate în prealabil cu parîme puternice de blocuri de ancoraj. În clipa lansării, parîmele se retează simultan. În unele cazuri, pentru a evita viteze prea mari de lansare, se utilizează cabluri speciale de frînare (forţa de frînare fiind circa 1 :20 din greutatea navei).

Elementele cele mai importante ale calei sînt: partea de sub apă a planului înclinat, în zona supusă eventualelor izbiri de prova navei în timpul lansării şi pragul calei care pot, la niveluri joase ale apei, să primească prin izbire sau rezemare o parte din greutatea navei.

Adîncimea la prag se poate determina într-o primă aproximație cu relația :

$$h_p = \frac{Q}{c\,\delta L B},$$

în care : $Q$, $L$, $B$, $\delta$ sînt greutatea, lungimea, lățimea și coeficientul de plenitudine al navei ;

$c$ este coeficientul de siguranță pentru *diferent.*

Adîncimea totală necesară după prag $H$ se determină ținînd seama de adîncimea la prag $h_p$, de înălțimea sănilor $S$, de un coeficient de siguranță pentru saltul navei în momentul degajării de pe cală, de obicei egal cu 1,75, de rezerva de apă necesară sub chilă :

$$H = 1{,}75\ (h_p + S) + 0{,}4.$$

Calele transversale (fig. XVII.54, *b*) au pante mai mari (1 :5—1 :8), lansarea făcîndu-se funcție de mărimea navei, prin tăierea simultană a parîmelor sau cu sănii prinse cu parîme de frînare, reglate de vinciuri puternice.

Cala are atîtea file cîte sănii de lansare sînt necesare. Blocurile de calaj se pun între file. În decursul lansării, spre deosebire de calele longitudinale, săniile sînt destul de uniform încărcate. Și aici este posibilă sporirea presiunii pe prag, datorită portanței care ridică mai întîi bordul dinspre apă, precum și rezistenței opuse de apă la înaintarea sănii-lor.

Adîncimea la prag $h_p$ se ia egală cu pescajul mediu al navei. Uneori, cînd lansarea se face în lacuri sau bazine, pragul se oprește la o adîncime mai mică, în forma unei trepte. Lansarea se face prin *salt.*

Adîncimea după prag $H$ se determină analog ca pentru calele de lansare longitudinale.

În Republica Socialistă România se găsesc cale de construcții și reparații în porturile Galați, Brăila, Oltenița, Tr. Severin, Giurgiu, Constanța etc. Cala de construcție de la Dunăre a Șantierelor Navale Galați asigură lansarea navelor pînă la 20 000 tfdw. Calele de reparații Giurgiu, Tr. Severin etc. pot ridica nave pînă la 600 — 800 tf deplasament.

## 7.3. DOCURI USCATE

Docurile uscate sau formele de radub (fig. XVII.55) sînt construcții asemănătoare ecluzelor, care servesc pentru repararea navelor de mare tonaj. Spre deosebire de ecluze, docurile uscate au o singură poartă de intrare, iar în timpul exploatării se golesc complet prin pompare. Nava introdusă în camera docului, prin plutire, se reazemă pe calajele chilei (chil-blocuri) și pe sprijinirile laterale ale santinei. Se deosebesc docuri uscate propriu-zise și docuri uscate cu platforme anexe, la care camera docului nu servește decît pentru ridicarea și coborîrea navei de pe platformele de reparație.

Pentru exploatare, docul uscat trebuie să asigure spațiul liber necesar lucrului pe fundul camerii (schele și mașini de lucru), transportului, manevrării pieselor, circulației lucrătorilor. În acest scop se prevăd scări de acces dezvoltate în lungul bajoaerelor și macarale puternice (10 — 30 tf) așezate pe coronamentul lor.

O indicaţie asupra dimensiunilor camerii o dă coeficientul de deplasament al docului (raportul dintre volumul carenei navei de calcul andocate şi volumul prismului de apă pompat), care de obicei este cuprins între 0,6 şi 0,7. Etanşeitatea este de asemenea una din condiţiile de bază ale camerii docului.

Nivelul minim de intrare în doc se calculează cu asigurarea de 95%, iar cota platformelor, împotriva inundării, cu asigurarea de calcul de cel puţin 1%.

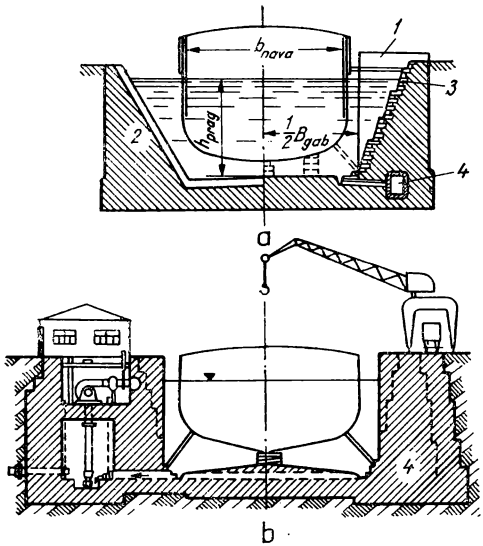



Fig. XVII.55. Doc uscat:

*a* — secţiune curentă; *b* — secţiune prin staţia de pompare.
*1, 2* — bajoaerele capului şi sasului docului; *3* — trepte de acces; *4* — galerii de evacuare (alimentare).

Adîncimea la prag, în raport cu nivelul menţionat, se ia cu 0,50—0,75 m mai mare decît pescajul navei de calcul. Această rezervă ţine seama şi de un anumit diferent longitudinal al navei. Adîncimea camerii este cu 1,50 m mai mare decît adîncimea la prag. Înălţimea de gardă a bajoaerelor şi platformelor, faţă de nivelul maxim de calcul, se ia de 0,75 — 1,50 m, funcţie de importanţa docului. În porturile maritime cu variaţii mari de nivel, se admite ca intrarea sau ieşirea navei de calcul să se facă numai în timpul mareei de cuadratură.

În majoritatea cazurilor, se utilizează sistemul bajoaer-radier în formă de carenă continuu (beton, beton armat). Ca şi la ecluze, se pot introduce în radier articulaţii sau rosturi. În terenuri stîncoase, impermeabile, radierul se poate reduce la o simplă placă de protecţie de beton, ancorată eventual în fundaţie.

La docurile moderne, în care navele aşezate pe un radier plan cu 3 rînduri de blocuri nu mai au nevoie de sprijiniri laterale, treptele interioare pentru fixarea epontililor

care ce prevedeau în bajoaere nu mai sînt necesare. În prezent, asemenea trepte se folosesc ca platforme intermediare de lucru, pentru dezvoltarea scărilor de acces sau pentru realizarea unor economii de material.

Peretele de cap al camerei se construieşte rectiliniu şi în acelaşi fel ca cei laterali. Bajoaerele se calculează în ipoteza docului gol. Calculul radierului se face în următoarele ipoteze:

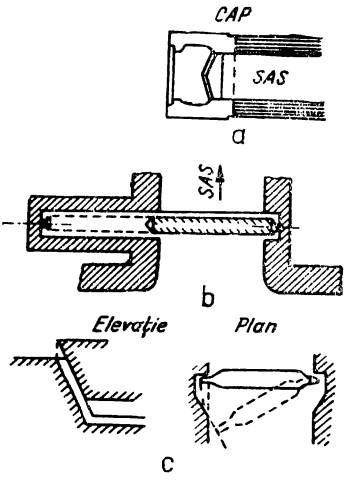



Fig. XVII.56. Porţile docului uscat:
*a* – poartă buscată; *b* – poartă rulantă; *c* – poartă plutitoare.

— ipoteza de exploatare: sas gol cu nava de calcul rezemată numai pe o singură filă centrală de chil-blocuri; două nave mai mici aşezate simetric faţă de axa docului; numai o navă mică aşezată disimetric; camera goală (verificarea la plutire);

— ipoteza de construcţie;

— ipoteza de reparaţie (docul gol, pămîntul în lungul unui bajoaer scos, apa eliminată din groapă prin pompare; eventual şi alte ipoteze).

Alimentarea camerei docului se face de obicei prin galerii de cap care ocolesc poarta; iar golirea prin pompare. Timpul de alimentare — golire, este de circa 3 h. Pomparea se face dintr-o cameră special amenajată în vecinătatea porţii.

Pentru scurgerea apelor, radierul este prevăzut cu rigole şi pante longitudinale şi transversale.

Dată fiind lăţimea mare a docurilor uscate, pentru închiderea lor se folosesc mai ales porţi rulante şi porţi plutitoare (fig. XVII.56). Acestea din urmă se aduc prin plutire în locaşul special prevăzut în zidăria capului docului şi se fixează în poziţia de lucru, prin lestare cu apă. După aceasta poate începe pomparea apei din camera docului. Pentru debalastare, poarta este prevăzută de obicei cu pompe proprii.

Cele mai mari docuri uscate sînt cele din porturile Toulon (cu intrare dublă), Capetown, Sonthampton, Sidney. Docul uscat din Toulon are 416 m lungime, 42 m lăţime şi 14 m adîncime la prag. Alte mari docuri uscate sînt în construcţie pentru navele de mare tonaj şi supertancuri.

### 7.4. DOCURI PLUTITOARE

Docurile plutitoare (fig. XVII.56 şi XVII.57) au secţiunea transversală în formă de U, mai rar în formă de L. Prin lestare, docul intră sub nava care trebuie andocată. După fixarea acesteia, prin pomparea apei din compartimentele de lestare, docul se ridică la suprafaţă şi lucrările de reparaţie pot începe.

Docurile plutitoare au marele avantaj că pot fi transportate după nevoie, în diferite porturi sau bazine, cît mai aproape de nava avariată. Indicii lor de exploatare sînt mai elastici decît ai docurilor uscate. Astfel, docul plutitor de la Barow (Anglia), cu o forţă de ridicare de 3 000 tf şi o lungime de 73,80 m a putut să ridice paquebotul

„Empress of China" de 4 500 tf deplasament şi 148 m lungime, suficient de sus pentru a i se face reparaţiile necesare la elice.

Docurile plutitoare, faţă de cele uscate, necesită însă adîncimi mari de apă şi trebuie instalată în bazine foarte bine adăpostite. Riscurile de avarii şi accidente sînt mai mari; investiţiile şi cheltuielile de exploatare depind foarte mult de condiţiile locale.

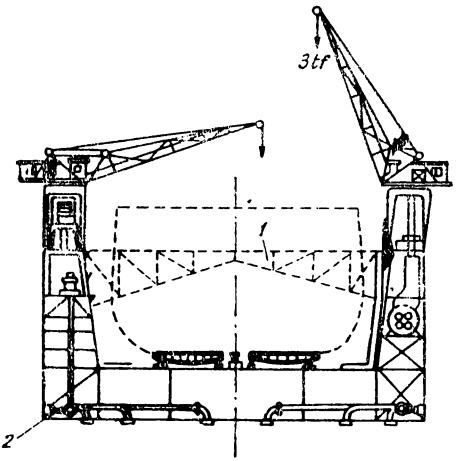



Fig. XVII.57. Doc plutitor în formă de U:
*1* – porţi de siguranţă; *2* – sistem de umplere şi golire a camerelor de plutire.

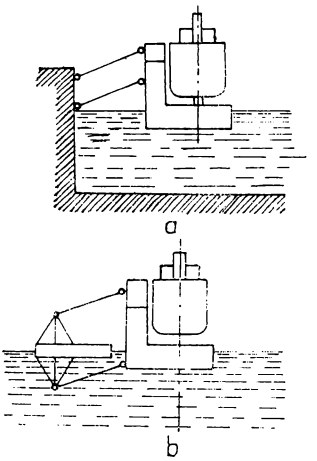



Fig. XVII.58. Docuri plutitoare în formă de L:
*a* – cu sistem de sprijinire la cheu;
*b* – cu platformă proprie.

Cele mai mari docuri plutitoare existente astăzi în serviciu sînt cele din porturile Malta, Southampton, Singapore, Rotterdam, Hamburg etc. Docul plutitor din Malta are o forţă de ridicare de 65 000 tf, o lungime totală de 275 m, o lăţime liberă de intrare, de 42,70 m şi o adîncime de apă deasupra chil-blocurilor (în imersiune) de 7,60 m.

Docul plutitor din portul Constanţa are o forţă de ridicare de 6 000 tf.

## BIBLIOGRAFIE

1. Brium, I. A. şi Voronov, A. P. *Morskie porti i portovie soorujenia.* În: Izdatelistvo Morskoi transport. Moscova, 1956.
2. Čabelka, Jaroslov. *Vnutrozemské vodné cesty. Státní nakladatelstvi tehnickě literatury.* Praga, 1963.
3. Chapon, J. *Travaux maritimes.* Paris, Editura Eyrolles, 1966.
4. Cornick, F. Henri. *Dock and Harbour Engineering.* Vol. I–IV. London Ch. Griffin Company Ltd., 1968.

5. Djunkovskii, N. N., Kasparson, A. A., Smirnov, I. G. și Sidorova, G. A. *Porti i portovie soorujenia.* Ciasti I. În : Izdatelistvo literaturî po stroitelistvu, Moscova, 1964.
6. Irribaren, R. C. *Obras maritimas. Oleaje y diques.* Madrid, Editorial Dossat, 1954.
7. Larras, J. *Cours d'hydraulique maritime et de travaux maritimes.* Paris, Dunod, 1961.
8. Liahniţki, E. V. *Proektirovanie portov.* În : Izdatelistvo Recinoi transport Leningrad, 1956.
9. Liahniţki, E. V. și Smorodinskii, N. A. *Portovîe ghidrotehniceskie soorujenia.* În : Izdatelistvo ministerstva morskovo i recinovo flota S.S.S.R.,Moscova, 1953.
10. Manoliu, A. Ion. *Porturi.* București, Editura didactică și pedagogică, 1967.
11. Nikiforov, F. V. *Vodnîe puti i porti.* Ciasti I—III. În : Izdatelistvo Recinoi transport, Moscova, 1958.
12. Quinn, F. Allonzo. *Design and Construction of ports and marine structures.* New York, Editura Mc Graw-Hill series in Transportation, 1961.
13. Sivertev, N. I. *Portovîie ghidrotehniceskie soorujenia.* În : Izdatelistvo Recinoi transport, Leningrad, 1955.
14. The american association of port authorities. *Port Design and Construction.* Washington, SC. Office of the Executive Director 601 Southern Building, 1964.

SECȚIUNEA XVIII

# AMENAJĂRI HIDROENERGETICE

Prof. dr. ing. **R. Prișcu**
Ing. **S. Bogdan**
Dr. ing. **Gh. Luca**
Ing. **A. Stănucă**
Ing. **V. Guja**

**CUPRINS**


1. Resursele hidroenergetice şi elemente componente ale amenajărilor hidroenergetice (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. S. Bogdan) . . . . . 285
   1.1. Resursele naturale de energie hidraulică . . . . . 285
   1.2. Stabilirea resurselor hidroenergetice ale cursurilor de apă . . . . . 289
   1.3. Parametrii energetici şi elementele caracteristice principale ale uzinelor hidroelectrice (U.H.E.) . . . . . 294
   1.4. Parametrii energetici şi elementele caracteristice ale amenajărilor cu acumulare prin pompaj (U.H.E.A.P.) . . . . . 304
   1.5. Elementele constructive componente ale amenajărilor hidroenergetice 307
2. Schemele de amenajare ale uzinelor hidroelectrice (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. S. Bogdan) . . . . . 308
   2.1. Evoluţia concepţiilor de amenajare a uzinelor hidroelectrice . . . . . 308
   2.2. Principiile de elaborare a schemelor de amenajare . . . . . 309
   2.3. Datele de bază necesare elaborării schemelor de amenajare hidroenergetice 310
   2.4. Clasificarea uzinelor hidroelectrice . . . . . 311
   2.5. Stabilirea schemelor de amenajare ale uzinelor hidroelectrice . . . . . 312
   2.6. Metodologia elaborării schemelor de amenajare hidroenergetice a bazinelor hidrografice . . . . . 326
3. Stabilirea parametrilor amenajărilor hidroenergetice. Planuri de exploatare şi calcule energo-economice (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. S. Bogdan) 327
   3.1. Generalităţi. Factorii care au influenţă asupra stabilirii parametrilor amenajărilor hidroenergetice . . . . . 327
   3.2. Dezvoltarea consumului de energie electrică şi regimul curbelor de sarcină 328
   3.3. Posibilităţile de construcţie de centrale electrice, caracteristicile lor, alegerea structurii centralelor şi acoperirea curbelor de sarcină . . . . . 334
   3.4. Efectele energetice şi funcţionale ale uzinelor hidroelectrice . . . . . 339
   3.5. Metodele de calcul pentru stabilirea parametrilor amenajărilor hidroelectrice 340
   3.6. Stabilirea planurilor de exploatare ale uzinelor hidroelectrice şi a volumelor acumulărilor corespunzătoare . . . . . 347
   3.7. Investiţiile şi cheltuielile anuale de exploatare ale uzinelor hidroelectrice . 354
   3.8. Caracteristicile calculelor economice în hidroenergetică . . . . . 356
4. Galerii hidrotehnice (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Dr. ing. Gh. Luca) . . . 360
   4.1. Funcţiile şi clasificarea galeriilor hidrotehnice . . . . . 360
   4.2. Traseul şi secţiunile transversale . . . . . 360
   4.3. Căptuşeli . . . . . 367
   4.4. Calcule statice pentru dimensionarea căptuşelilor . . . . . 370
   4.5. Metode de execuţie . . . . . 375
5. Camere de echilibru şi derivaţii forţate (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. A. Stănucă) 378
   5.1. Castele de echilibru . . . . . 378
   5.2. Camere de încărcare . . . . . 418
   5.3. Derivaţii forţate . . . . . 431
6. Centrale hidroelectrice (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. V. Guja) . . . . 445
   6.1. Generalităţi . . . . . 445
   6.2. Clasificarea centralelor hidroelectrice . . . . . 446
   6.3. Planuri de dispoziţie generală . . . . . 454
   6.4. Elemente de calcul static . . . . . 466
   6.5. Date privind duratele de execuţie ale centralelor hidroelectrice . . . . . 479
   6.6. Date şi indici pentru evaluări preliminare . . . . . 480

*Bibliografie* . . . . . 484

# 1. RESURSELE HIDROENERGETICE ŞI ELEMENTELE COMPONENTE ALE AMENAJĂRILOR HIDROENERGETICE

## 1.1. RESURSELE NATURALE DE ENERGIE HIDRAULICĂ

**1.1.1. Generalităţi.** Resursele de energie hidraulică reprezintă o parte importantă din resursele mondiale de energie primară, a căror utilizare este indispensabilă pentru a se putea asigura acoperirea consumului de energie în continuă creştere în toate ţările. Rezervele de combustibili clasici fiind limitate, din cauza ritmului ridicat al creşterii consumului de energie, apare posibilă epuizarea lor într-o perspectivă nu prea îndepărtată.

Folosirea resurselor hidraulice de energie, care se regenerează continuu prin transformarea şi acumularea naturală a energiei solare, prezintă o importanţă economică şi socială deosebită, atît prin condiţiile favorabile de amenajare pentru producerea energiei electrice pe care le oferă, fără a limita dezvoltarea celorlalte folosinţe ale apelor, cît şi prin reducerea substanţială a solicitării rezervelor de combustibili.

Amenajarea resurselor hidraulice de energie prezintă un interes deosebit şi prin rolul pe care îl pot îndeplini uzinele hidroelectrice în cadrul sistemelor energetice, atît în situaţia actuală cît şi în viitor, ţinînd seama şi de posibilităţile de realizare a centralelor nuclearo-electrice.

Energia hidraulică este disponibilă în natură sub mai multe forme :

— energia debitelor rîurilor şi a fluviilor ;

— energia oscilaţiilor periodice ale mareelor ;

— energia valurilor şi a curenţilor marini ;

— energia corespunzătoare diferenţelor de nivel care apar între apa mărilor şi a celor care s-ar putea crea în anumite regiuni cu evaporaţie intensă [27].

Resursele de energie ale cursurilor de apă au început să fie utilizate încă din antichitate, pentru producerea de energie mecanică (mori, irigaţii etc.), iar în perioada actuală, începînd din ultima decadă a secolului trecut, se realizează amenajarea în ritm intens a potenţialului energetic al cursurilor de apă pentru producerea de energie electrică. În prezent, folosirea energiei hidraulice a debitelor cursurilor de apă a ajuns la un grad înalt de dezvoltare tehnică şi economică.

Dintre celelalte forme ale resurselor de energie hidraulică numai pentru energia mareelor s-au putut găsi, pînă în prezent, posibilităţi de utilizare practică, prima amenajare mai importantă, uzina electrică mareemotrice Rance din Franţa, fiind pusă în funcţiune în anul 1966.

O altă formă de utilizare a apei, ca purtător de energie potențială, este reprezentată de posibilitatea de acumulare a energiei electrice disponibile, în orele de gol a unui sistem energetic, prin pomparea apei dintr-un curs de apă sau bazin de retenție, într-un lac de acumulare situat la nivel mai înalt și producerea energiei electrice în perioadele de vîrf de sarcină.

Pentru țara noastră prezintă importanță tehnică și economică deosebită amenajarea resurselor hidraulice ale cursurilor de apă inclusiv amenajările pentru acumularea hidraulică a energiei prin pompaj.

1.1.2. **Tipurile principale de amenajări hidroenergetice.** Pentru folosirea resurselor de energie a debitelor cursurilor de apă este necesar să se execute lucrări de amenajare prin care să se micșoreze pierderile de energie în lungul cursurilor de apă și să se concentreze energia hidraulică disponibilă în căderi de apă, unde prin instalarea unor centrale hidroelectrice energia hidraulică se transformă în energie electrică.

Crearea unei căderi concentrate pe un curs de apă se poate realiza pe două căi:

— prin construirea unui baraj care ridică nivelul apei și mărește mult secțiunea de scurgere a apei pe o anumită distanță în amonte, reducînd prin aceasta pierderile de energie hidraulică pe sectorul respectiv al cursului de apă;

— prin derivarea apei din albia cursului de apă într-o aducțiune (canal, galerie, conductă) în care se realizează condiții de scurgere mai bune și cu o pantă mai mică decît pe cursul natural al rîului, precum și prin adîncimea și regularizarea albiei cursului de apă [22].

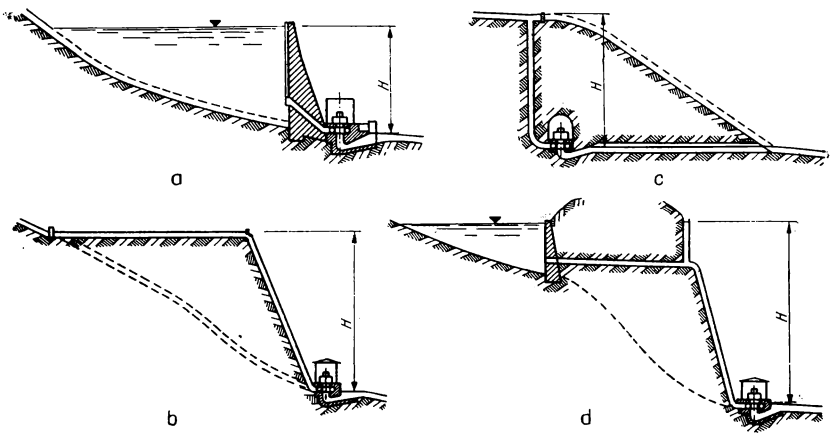



Fig. XVIII.1. Tipurile principale de amenajări hidroelectrice.

În raport cu posibilitățile de creare ale căderii există patru tipuri principale de amenajări hidroelectrice (fig. XVIII.1):

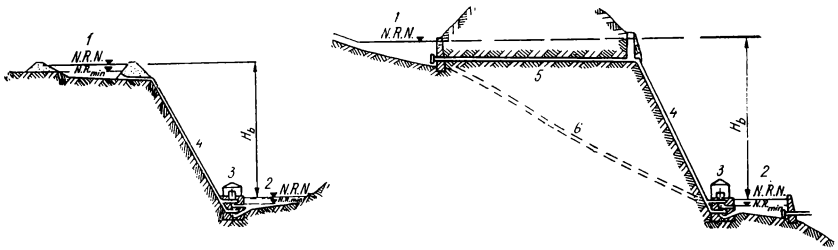
— *uzina hidroelectrică de tip uzină-baraj*, cînd barajul și centrala sînt așezate în același amplasament și întreaga cădere este realizată prin construcția barajului (fig. XVIII.1, *a*);

— *uzina hidroelectrică cu derivaţie*, cînd centrala electrică este aşezată la capătul din aval al unei derivaţii şi foloseşte căderea obţinută prin reducerea pantei de scurgere pe această derivaţie (fig. XVIII.1, *b*);

— *uzina hidroelectrică subterană*, cînd centrala este aşezată subteran şi apa este restituită în aval printr-o galerie de fugă (fig. XVIII.1, *c*);

— *uzina hidroelectrică cu baraj şi derivaţie*, cînd centrala foloseşte înălţimea de cădere obţinută prin construcţia barajului şi prin reducerea pantei de scurgere pe derivaţie (fig. XVIII.1, *d*).

Pentru amenajările hidroenergetice cu acumularea prin pompaj se deosebesc trei tipuri principale de scheme:




*a* *b*

Fig. XVIII.2. Tipurile principale de amenajări cu acumulare prin pompaj:
*1* — rezervor superior; *2* — rezervor p inferior; *3* — centrală electrică; *4* — conductă forţată; *5* — galerie de aducţiune; *6* — curs de apă.

— *uzine hidroelectrice de pompaj pur*, la care se realizează acumularea prin pomparea apei în rezervorul superior, fără un aport natural de debit (fig. XVIII.2, *a*);

— *uzine hidroelectrice cu pompaj mixte*, la care acumularea prin pompare este combinată cu amenajarea resurselor hidroenergetice ale unui curs de apă (fig. XVIII.2, *b*);

— *staţii de pompare incluse în schema de amenajare a unei uzine hidroelectrice* pentru captarea debitelor unor cursuri de apă la un nivel inferior celui al captării principale.

1.1.3. **Formule de calcul şi unităţile de măsură pentru energie şi putere.** Energia hidraulică teoretică (brută) disponibilă a unui volum de apă $V$ [m³], avînd greutatea specifică $\gamma = 1\,000$ kgf/m³, care se scurge pe o diferenţă de înălţime $H$ [m], considerată constantă, se exprimă în sistemul mecanic prin relaţia:

$$E = \gamma\, V\, H = 1\,000\, V\, H \text{ [kgm]}. \qquad \text{(XVIII.1)}$$

Pentru exprimarea în sistemul MKS se ţine seama că 1 kgm = 9,81 Joule şi 1 kWh = 3 600 000 Joule sau 1 kWh $\approx$ 367 000 kgm şi deci:

$$E = \frac{VH}{367} = 0{,}00272\, V\, H \text{ [kWh]}. \qquad \text{(XVIII.1a)}$$

Puterea teoretică disponibilă în cazul în care volumul de apă se scurge cu un debit constant: $Q = V/t$ [m³/s] este:

$$P = \frac{\gamma VH}{t} = \gamma QH = 1000\, QH \text{ [kgm/s]}. \qquad \text{(XVIII.2)}$$

Pentru transformarea în kW se ține seama că 1 kgm/s = 9,81 W și 1 kW = $\frac{1\,000}{9,81}$ [kgm/s] și deci :

$$P = 9,81\, Q\, H \text{ [kW]}. \qquad \text{(XVIII.2a)}$$

Energia hidraulică a volumului de apă scurs în decursul unui an (31 536 000 s), corespunzătoare unui debit mediu $Q_m$[m³/s] și a unei înălțimi de cădere $H$ [m] constante, este :

$$E = \frac{31\,536\,000\, Q_m H}{367} = 86\,000\, Q_m H \text{ [kWh/an]}. \qquad \text{(XVIII.3)}$$

Puterea medie anuală (8 760 h) corespunzătoare este :

$$P_m = \frac{E}{8\,760} = 9,81\, Q_m H \text{ [kW]}.$$

Din cauza pierderilor de sarcină pe derivație și a pierderilor în turbine și generatori numai o parte din energia hidraulică disponibilă poate fi transformată în energie electrică.

Energia electrică și puterea produsă de o uzină hidroelectrică se calculează ținînd seama de coeficienții de randament ai fiecărei amenajări :

$$E_u = \frac{\eta_1 VH}{367} \text{ [kWh]}; \qquad \text{(XVIII.4)}$$

$$P_u = 9,81\ \eta_2 QH \text{ [kW]}, \qquad \text{(XVIII.5)}$$

în care coeficienții de randament $\eta_1$ și $\eta_2$ variază în raport cu sarcina și regimul de exploatare.

Unitățile de măsură principale utilizate în calculele hidroenergetice și relațiile lor de transformare sînt :

*Pentru putere :*

1 kW = 102 kgm/s ;
1 kgm/s = $\frac{9,81}{1\,000}$ kW ;
1 kW = 1,36 CP ;
1 CP = 0,736 kW ;
1 CP = 75 kgm/s ;
1 kW = 1 000 W = 1 000 Joule/s ;
1 MW = 1 000 kW ;

*Pentru energie :*

1 kWh = 367 000 kgm ;
1 kgm = 2,72 × $10^{-6}$ kWh ;
1 kWh = 1,36 CPh ;
1 CPh = 0,736 kWh ;
1 CPh = 270 000 kgm ;
1 kWh = 3 600 × 1 000 Joule ;
1 MWh = $10^3$ kWh ;
1 GWh = $10^6$ kWh ;
1 TWh = $10^9$ kWh.

## 1.2. STABILIREA RESURSELOR HIDROENERGETICE ALE CURSURILOR DE APĂ

1.2.1. **Generalităţi.** Studiul şi evaluarea resurselor energetice ale cursurilor de apă sînt necesare pentru a se cunoaşte : mărimea resurselor energetice, repartizarea lor geografică, posibilităţile tehnice şi economice de amenajare de uzine hidroelectrice şi de lucrări de regularizare a debitelor, stabilirea liniei directoare de valorificare a resurselor hidroenergetice şi coordonarea optimă a utilizării lor în raport cu celelalte resurse de energie primară, corelarea amenajărilor hidroenergetice cu celelalte folosinţe ale apelor şi stabilirea programului optim de eşalonare a construcţiei uzinelor hidroelectrice.

Factorii mai importanţi care influenţează resursele hidroenergetice sînt :

— mărimea şi distribuţia precipitaţiilor, variaţia coeficienţilor de scurgere, mărimea şi variaţia debitelor cursurilor de apă ;

— relieful teritoriului şi forma reţelei hidrografice ;

— structura geologică şi caracteristicile geotehnice ale bazinelor hidrografice ;

— posibilităţile de realizare de lacuri de acumulare pentru regularizarea debitelor ;

— alţi factori ca potenţialul specific, progresele tehnice în proiectarea şi executarea lucrărilor, costul amenajărilor hidroenergetice în comparaţie cu a centralelor termoelectrice.

Pentru studiul şi determinarea valorii resurselor hidroenergetice se calculează trei categorii principale de potenţial hidroenergetic [6 şi 45] :

— p o t e n ţ i a l u l t e o r e t i c, care reprezintă energia totală disponibilă a apelor de pe suprafaţa unui bazin hidrografic, fără a ţine seama de posibilităţile tehnice şi economice de amenajare, considerînd randamentul de transformare a energiei hidraulice în energia electrică de 100 % ;

— p o t e n ţ i a l u l t e h n i c a m e n a j a b i l, care reprezintă energia electrică care ar putea fi produsă prin amenajarea hidroenergetică integrală a cursurilor de apă realizabilă în condiţiile tehnice actuale, ţinînd seama de randamentele grupurilor electrogene, de pierderile de cădere şi debit inerente ale amenajărilor şi de consumurile de apă ale altor folosinţe ;

— p o t e n ţ i a l u l e c o n o m i c u t i l i z a b i l, care reprezintă energia electrică care ar putea fi produsă de acele amenajări din cadrul potenţialului tehnic care pot fi realizate în condiţii economice, într-o anumită epocă sau stadiu de dezvoltare.

1.2.2. **Potenţialul hidroenergetic teoretic** (brut). În studiile de inventariere a resurselor hidroenergetice se calculează valorile pentru trei niveluri ale potenţialului teoretic corespunzătoare fazelor succesive caracteristice ale circuitului apei pe suprafaţa pămîntului : potenţialul de precipitaţii, potenţialul de scurgere pe versanţi şi potenţialul cursurilor de apă. Potenţialul de precipitaţii şi cel de scurgere sînt potenţiale teoretice de suprafaţă, deoarece corespund energiei apei de pe întreaga suprafaţă a unui bazin sau teritoriu, spre deosebire de potenţialul cursurilor de apă care este un potenţial teoretic liniar, corespunzător energiei debitelor concentrate pe cursurile de apă.

1.2.2.1. *Potenţialul teoretic de precipitaţii* $E_p$. Acesta reprezintă echivalentul energetic al întregului volum de apă provenit din precipitaţiile care cad pe o anumită suprafaţă şi căderea de la contactul cu terenul pînă la nivelul mării (potenţial de precipitaţii absolut) sau un alt reper (potenţial de precipitaţie relativ) considerînd randamentul egal cu 100 %.

Relația de calcul pentru potențialul unui bazin sau teritoriu rezultă din integrarea produsului:

$$E_p = 2{,}72 \times 10^{-6} \int_0^S H\,h\,\mathrm{d}S\ [\mathrm{GWh/an}], \qquad \text{(XVIII.6)}$$

în care: $S$ este suprafața bazinului sau a teritoriului considerat și $\mathrm{d}S$ un element de suprafață, în km²;

$h$ — precipitațiile medii anuale, pentru fiecare element de suprafață, în mm/an;

$H$ — altitudinea fiecărui element de suprafață față de nivelul mării sau un alt reper, în m.

Pentru evaluări aproximative se utilizează relația:

$$E_p = 2{,}72 \cdot 10^{-6} h_m S\, H_m\ [\mathrm{GWh/an}], \qquad \text{(XVIII.7)}$$

în care: $h_m$ reprezintă precipitațiile medii anuale;

$H_m$ — altitudinea medie a suprafeței $S$ bazinului examinat față de nivelul mării sau un alt reper.

Pentru a se scoate în evidență gradul de concentrare a potențialului de precipitații se calculează valoarea potențialului specific pe unitatea de suprafață $e_p$, în GWh/an·km².

Potențialul teoretic de precipitații fiind o variabilă geografică continuă, ca și precipitațiile, poate fi reprezentat pe hărți prin trasarea liniilor izopotențiale sau izopletelor potențialului specific:

$$e_p = 2{,}72 \cdot 10^{-6} hH\ [\mathrm{GWh/an \cdot km^2}]. \qquad \text{(XVIII.8)}$$

Pe baza izopletelor se poate cunoaște repartiția potențialului pe suprafața bazinelor hidrografice.

1.2.2.2. *Potențialul teoretic de scurgere $E_{sc}$ al apelor de pe o anumită suprafață.* Acesta reprezintă echivalentul energetic al volumului total de apă care se scurge pe suprafața bazinului respectiv și căderea pînă la nivelul mării (potențial de scurgere absolut) sau pînă la alt reper (potențial de scurgere relativ), considerînd randamentul egal cu 100%.

Volumul apelor care se scurg pe suprafața unui bazin hidrografic depinde de mărimea precipitațiilor și de pierderile prin evapo-transpirație și infiltrație și se calculează pe baza valorii înălțimii de scurgere [mm] sau a debitelor specifice ale scurgerii, în l/s·km², care pot fi reprezentate pe hărți sub formă de izoplete, în mod analog cu acele pentru precipitații.

Potențialul de scurgere se calculează pe baza următoarelor relații:

$$E_{sc} = 2{,}72 \cdot 10^{-6} \int_0^S H\sigma h\ \mathrm{d}S \quad \text{sau} \quad E_{sc} = 86 \cdot 10^{-6} \int_0^S Hq\ \mathrm{d}S\ [\mathrm{GWh/an}], \qquad \text{(XVIII.9)}$$

în care: $S$, $H$, $h$ reprezintă aceleași mărimi ca în formula (XVIII.6) pentru calculul potențialului de precipitații;

$\sigma$ — coeficientul de scurgere, respectiv raportul dintre valoarea scurgerii și înălțimea precipitațiilor căzute pe unitatea de suprafață;

$q$ — reprezintă debitul specific mediu de scurgere, în l/s·km².

Potenţialul teoretic de scurgere poate fi reprezentat pe hărţi, în acelaşi mod ca şi potenţialul de precipitaţii, prin trasarea izopletelor potenţialului de scurgere specific.

Potenţialul de scurgere al apelor de pe suprafaţa unui bazin hidrografic reprezintă limita superioară a posibilităţilor teoretice de utilizare a potenţialului hidroenergetic disponibil. Cunoaşterea potenţialului de scurgere permite identificarea zonelor cu potenţial ridicat din cadrul bazinelor hidrografice în vederea includerii în schemele de amenajare hidroenergetică, prin captări şi aducţiuni secundare, a debitelor care se scurg dispersat pe versanţi, pîrîiaşe sau izvoare, care nu sînt cuprinse în potenţialul teoretic liniar al cursurilor de apă.

Valoarea potenţialului de suprafaţă relativ $E_R$ se poate calcula scăzînd din valoarea potenţialului absolut $E_p$ sau $E_{sc}$ partea din valoarea acestui potenţial care corespunde altitudinii $H_R$ a reperului respectiv, faţă de nivelul mării:

— pentru potenţialul de precipitaţii relativ:

$$E_{p.R} = E_p - 2{,}72 \cdot 10^{-6} h\, S\, H_R \text{ [GWh/an]}; \qquad \text{(XVIII.10)}$$

— pentru potenţialul de scurgere relativ

$$E_{sc.R} = E_{sc} - 2{,}72 \cdot 10^{-6}\, \sigma\, h\, S\, H_R = E_{sc} - 86 \cdot 10^{-6} qSH_R \text{[GWh/an]}. \qquad \text{(XVIII.10a)}$$

1.2.2.3. *Potenţialul teoretic al cursurilor de apă, denumit şi potenţial teoretic liniar.* Acesta reprezintă energia hidraulică totală disponibilă a debitelor de apă care curg pe cursurile de apă, de la izvoare pînă la vărsarea în mare sau pînă la alt reper, considerînd randamentul egal cu 100%. Pentru un curs de apă valoarea potenţialului teoretic corespunde însumării produsului dintre debit şi cădere în lungul cursului respectiv.

Calculul potenţialului teoretic al cursurilor de apă se face prin împărţirea pe sectoare caracteristice succesive a cursului de apă principal şi a tuturor afluenţilor săi.

Pentru un anumit sector de rîu puterea medie şi energia corespunzătoare, sînt date de relaţiile:

$$P_L = 9{,}81\ Q_m \Delta H \text{ [kW]}; \qquad \text{(XVIII.11)}$$

$$E_L = 86 \cdot 10^{-3} Q_m\, \Delta H \text{ [GWh/an]}, \qquad \text{(XVIII.11a)}$$

în care: $Q_m = \frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)$ reprezintă media debitelor de la cele două capete ale sectorului, în $m^3/s$;

$\Delta H = H_1 - H_2$ — diferenţa de nivel în metri, între nivelurile apei la cele două capete ale sectorului, corespunzătoare debitelor respective ($Q_1$ şi $Q_2$).

Potenţialul hidroenergetic teoretic al unui curs de apă este dat de suma potenţialelor pe sectoare:

$$P_{L\cdot tot} = 9{,}81 \sum_{i=1}^{n} Q_{m_i}\, \Delta H_i \text{ [kW]}; \qquad \text{(XVIII.12)}$$

$$E_{L\cdot tot} = 86 \cdot 10^{-3} \sum_{i=1}^{n} Q_{m_i}\, \Delta\, H_i \text{ [GWh/an]}, \qquad \text{(XVIII.12a)}$$

în care $Q_{mi}$ reprezintă media debitelor, $\Delta H_i$ — diferenţele de cădere pe sectoare, iar $n$ numărul de sectoare.

Gradul de concentrare a potențialului teoretic liniar se pune în evidență prin calculul, pentru fiecare sector, a potențialului specific pentru 1 km lungime a cursului de apă :

$$p_L = \frac{P_L}{\Delta L} = 9{,}81 Q_m \frac{\Delta \widetilde{H}}{\Delta L} = 9{,}81\, Q_m i \text{ [kW/km]} ; \qquad \text{(XVIII.13)}$$

$$e_L = \frac{E_L}{\Delta L} = 86 \cdot 10^{-3} Q_m \frac{\Delta H}{\Delta L} = 86 \cdot 10^{-3} Q_m i \text{ [GWh/an} \cdot \text{km]}, \qquad \text{(XVIII.13a)}$$

unde $\Delta L$ este lungimea sectorului, în km și $i$ panta cursului de apă, în m/km.

Valoarea potențialului teoretic a cursurilor de apă reprezintă limita superioară a potențialului utilizabil, care ar putea fi teoretic pus în valoare prin amenajarea integrală a cursurilor de apă. Totodată prin calculul acestui potențial se stabilește repartizarea geografică reală a resurselor hidroenergetice pe cursurile de apă în vederea elaborării schemelor de amenajare și se asigură cunoașterea sectoarelor cursurilor de apă care au potențial specific ridicat.

Potențialul teoretic al cursurilor de apă se calculează pentru valorile debitului mediu multianual $Q_m$, și pentru semestrul de vară (aprilie-septembrie) și de iarnă (octombrie-martie) pe baza debitelor medii de vară și de iarnă ($Q_{mv}$ și $Q_{mi}$). De asemenea se calculează potențialele teoretice ale cursurilor de apă corespunzătoare debitelor medii zilnice cu asigurarea de 50% și cele cu asigurarea de 95% stabilite pe baza curbelor de durată multianuale a debitelor.

Pentru calculul potențialului teoretic al cursurilor de apă se utilizează două metode : inventarierea detaliată prin întocmirea de cadastre hidroenergetice și inventarierea globală cu ajutorul diagramelor altitudine — debit.

1.2.3. **Potențialul hidroenergetic tehnic amenajabil.** Potențialul tehnic amenajabil reprezintă puterea și energia electrică care ar putea fi produsă prin amenajarea hidroenergetică a potențialului teoretic al cursurilor de apă, în măsura în care este realizabilă în condițiile tehnice actuale, ținînd seama de pierderile inevitabile care apar la transformarea energiei hidraulice în energie electrică, de posibilitățile de regularizare ale debitelor și de restricțiile pentru alte folosințe ale apelor sau ale terenului.

Din cauza pierderilor inevitabile potențialul net amenajabil reprezintă în medie aproximativ 75 — 80% din valoarea potențialului teoretic al cursului de apă amenajat.

La o parte din amenajările hidroenergetice este necesar să se țină seama și de reducerile datorită pierderilor de apă prin deversare, care pentru cursurile de apă pe care nu se pot realiza acumulări pentru regularizarea debitelor se pot ridica pînă la 25 — 35% din stocul mediu anual. De asemenea este necesar să se țină seama și de reducerea potențialului disponibil din cauza debitelor de apă prelevate sau destinate altor folosințe ale apelor, în special pentru alimentări cu apă industrială și pentru irigații.

Din cauza acestor influențe diverse și a limitărilor care apar datorită condițiilor locale, pentru determinarea valorii potențialului tehnic amenajabil este necesar să se elaboreze schemele de amenajare hidroenergetice pentru toate bazinele hidrografice sau cursurile de apă importante, bazate pe studii și cercetări de teren.

Prin calculele de inventariere ale potențialului tehnic amenajabil este necesar să se stabilească următoarele date mai importante :

— capacitatea de producere de energie electrică în anul mediu și în anul cu 90% asigurare, cu repartizarea energiei pe semestrul de iarnă și de vară ;

— puterea instalată totală a U.H.E. care pot fi amenajate ;

— volumul util al lacurilor de acumulare incluse în schemele de amenajare și capacitatea lor energetică de acumulare ;

— numărul şi clasificarea U.H.E. în raport cu tipul de amenajare, mărimea şi regimul de funcţionare, cu puterile instalate şi producţiile de energie corespunzătoare.

1.2.4. **Potenţialul hidroenergetic economic amenajabil.** Potenţialul economic amenajabil corespunde puterii şi capacităţii de producere de energie electrică a U.H.E. prevăzute în cadrul potenţialului tehnic, care pot fi amenajate în condiţii considerate economice la o anumită etapă de dezvoltare.

Pentru stabilirea potenţialului economic se utilizează criterii şi metode de calcul diferite, după condiţiile economice existente şi resursele energetice disponibile ale diverselor ţări.

Economicitatea amenajărilor hidroelectrice depinde, pe de o parte, de mărimea investiţiilor necesare realizării lor şi a cheltuielilor anuale de exploatare corespunzătoare şi de capacitatea energetică a amenajărilor respective şi, pe de altă parte, de investigaţiile, consumul de combustibil şi cheltuielile anuale de exploatare care sînt necesare pentru obţinerea aceluiaşi efect energetic cu ajutorul unei alte soluţii posibile, în general centrele termoelectrice, şi de rezultatele comparaţiei tehnico-economice dintre aceste două soluţii şi coeficientul de eficienţă economică admis.

Valoarea potenţialului economic amenajabil variază în decursul timpului fiind influenţată în special de progresele tehnice realizate în proiectarea şi construcţia amenajărilor hidroelectrice, de disponibilităţile de combustibil şi costul energiei electrice produse cu ajutorul centralelor termoelectrice, de rolul uzinelor hidroelectrice în funcţionarea sistemului energetic şi de fondurile de investiţie disponibile. Din această cauză, valoarea potenţialului economic exploatabil este necesar să fie recalculată periodic.

Uzinele hidroelectrice prevăzute în schemele de amenajare sînt clasate în ordinea economicităţii lor.

Din analiza rezultatelor obţinute în ţările europene rezultă că potenţialul care poate fi amenajat în condiţii economice reprezintă în cele mai multe cazuri între 18 şi 22% din valoarea potenţialului teoretic de scurgere, respectiv între 50 şi 75% din valoarea potenţialului tehnic amenajabil [45].

1.2.5. **Resursele hidroenergetice mondiale şi gradul lor de utilizare.** După evaluările din ultima perioadă potenţialul teoretic mondial de scurgere (de suprafaţă) este de aproximativ 45 000 miliarde kWh/an, din care potenţialul disponibil al ţărilor din Europa (inclusiv partea Europeană a U.R.S.S.) reprezintă circa 8,40%. Între valorile potenţialului specific mediu pe continente nu sînt diferenţe mari, în schimb însă între diversele ţări pot exista diferenţe foarte mari, astfel potenţialul specific al Elveţiei este de 4,5 GWh/km$^2$/an, faţă de mai puţin de 0,10 GWh/km$^2$·an în Olanda şi Danemarca. Republica Socialistă România are un potenţial specific de scurgere de 0,38 GWh/km$^2$· an, foarte apropiat de media europeană.

După evaluări preliminare, potenţialul teoretic liniar mondial al cursurilor de apă însumează aproximativ 33—35 mii miliarde kWh/an, iar potenţialul tehnic amenajabil are valori probabile cuprinse între 15 şi 18 mii miliarde kWh/an. Potenţialul economic amenajabil mondial este foarte greu de evaluat, ţinînd însă seama de proporţiile constatate dintre potenţialul economic şi cel teoretic, s-ar putea admite că potenţialul care va putea fi amenajat în condiţii economice este de ordinul a 10 mii miliarde kWh anual.

Din producţia mondială de energie electrică de circa 3 410 miliarde kWh în 1965, uzinele hidroelectrice au acoperit circa 900 miliarde kWh, adică aproape 26%, folosind mai puţin de 10% din potenţialul economic amenajabil mondial [35 şi 45].

## 1.3. PARAMETRII ENERGETICI ŞI ELEMENTELE CARACTERISTICE PRINCIPALE ALE UZINELOR HIDROELECTRICE (U.H.E.)

**1.3.1. Factorii de care depind puterea şi producţia de energie.** Puterea şi energia electrică care pot fi produse de o uzină hidroelectrică depind de mărimea căderii amenajate, de debitele şi volumele de apă utilizabile şi de randamentele de transformare ale energiei hidraulice în energie electrică. Variaţiile zilnice, sezoniere şi anuale ale puterii disponibile şi ale producţiei de energie depind de regimul debitelor afluente şi de posibilităţile de creare de lacuri de acumulare pentru regularizarea debitelor.

*Puterea şi energia electrică care pot fi produse prin amenajarea hidroenergetică* a unui sector de curs de apă se calculează pe baza puterii şi a energiei teoretice disponibile, ţinînd seama de randamentul de transformare de ansamblu $\eta$ a energiei hidraulice în energie electrică şi de pierderile de apă sau consumurile necesare pentru alte folosinţe ale apei, folosind relaţiile:

$$P_{\text{U·H·E·}} = 9{,}81\ \eta\, Q_u\, H_t\ [\text{kW}]; \qquad \text{(XVIII.14)}$$

$$E_{\text{U·H·E·}} = \frac{\eta\, V_u H_t}{367} = 9{,}81\ \eta Q_u H_t\, t\ [\text{kWh}], \qquad \text{(XVIII.15)}$$

în care $H_t$ este diferenţa de cădere pe sectorul amenajat, în m;

$\eta$ — randamentul de ansamblu al uzinei hidroelectrice (hidraulic, mecanic şi electric);

$Q_u$ — partea din debitul natural afluent în m³/s, care poate fi utilizată în timpul $t$[h] pentru producerea energiei electrice, ţinînd seama de pierderi, consumuri pentru alte folosinţe şi de posibilităţile de regularizare a debitelor cu ajutorul lacurilor de acumulare;

$V_u$ — volumul de apă corespunzător, utilizabil, al U.H.E., în m³.

**1.3.2. Debitele caracteristice ale uzinelor hidroelectrice.** Pentru stabilirea parametrilor, a capacităţii de producţie şi a planului de exploatare a U.H.E. este necesar să se cunoască regimul de scurgere şi debitele caracteristice ale cursurilor de apă examinate.

Datele mai importante privind regimul natural de scurgere a cursurilor de ape sînt:

— debitul mediu multianual $Q_m$ al cursului de apă care se amenajează şi al văilor captate prin aducţiuni secundare;

— debitele medii lunare şi anuale calculate pentru întreaga perioadă de observaţie şi repartiţia scurgerii medii pe sezoane;

— hidrografele şi curbele de durată anuale ale debitelor zilnice pentru întreaga perioadă de observaţie sau cel puţin pentru anii caracteristici (asigurare 10, 50, 75, 90 şi 97%);

— curbele de asigurare a debitelor medii anuale, semestriale şi lunare, precum şi coeficienţii de variaţie caracteristici $C_v$ şi $C_s$;

— curbele de asigurare a debitelor maxime şi hidrografele undelor de viitură;

— debitele solide medii lunare şi anuale şi curba de asigurare a debitelor solide anuale.

Pentru stabilirea debitelor reale care sînt disponibile pe un anumit sector de rîu trebuie să se țină seama de influența pe care o pot avea asupra regimului de scurgere și asupra valorii debitelor medii, lucrările de amenajare și folosințele de apă din amonte, precum și unele pierderi de apă inevitabile.

Pentru o uzină hidroelectrică debitele caracteristice principale și indicii corespunzători sînt:

— debitul instalat $Q_i$, care este valoarea maximă a debitului de apă care poate fi transportat pe aducțiune sau care poate fi utilizat de turbinele unei U.H.E. în regim normal și la înălțimea de cădere netă de calcul;

— coeficientul de instalare $K_i$, sau de supraechipare al unei U.H.E., care este raportul dintre debitul instalat și debitul mediu disponibil al cursului de apă amenajat: $K_i = \frac{Q_i}{Q'_m}$;

— debitul mediu multianual utilizabil $Q_{mu}$ al unei U.H.E., care corespunde părții din debitele disponibile care poate fi utilizată pentru producerea energiei electrice.

Pentru uzinele fără acumulare stabilirea debitului mediu utilizabil $Q_{mu}$ sau a volumului (stocului) corespunzător se face pe baza integrării curbei de durată a debitelor în limita debitului instalat: $Q_{mu} = \frac{1}{T}\int_0^T Q\, dt$. În cazul uzinelor cu acumulare se mărește debitul mediu utilizabil în funcție de volumele acumulării, prin reținerea parțială sau integrală a debitelor mai mari decît $Q_i$;

— coeficientul de utilizare al debitului (sau a stocului) mediu disponibil, care este raportul dintre debitul mediu utilizabil și debitul mediu disponibil: $\varepsilon = Q_{mu}/Q'_m$. Dacă o U.H.E. utilizează debitele mai multor cursuri de apă este necesar să se determine valorile caracteristice ale debitelor afluente și ale celor utilizabile, ținînd seama de valorile coeficienților de utilizare corespunzătoare debitelor pentru care sînt dimensionate captările și aducțiunile secundare ale fiecărui curs de apă;

— debitele medii anuale și lunare utilizabile calculate pentru perioada pentru care se dispune de date hidrologice.

La uzinele hidroelectrice de tip baraj fluviale, la care căderea disponibilă se reduce mult la ape mari, este necesar să se stabilească valoarea debitelor și a stocului anual utilizabil, ținînd seama de variația capacității de înghițire a turbinelor în funcție de înălțimea de cădere utilă;

— debitele regularizate. În cazul U.H.E. care dispun de lacuri de acumulare este necesar să se stabilească planul de exploatare și planul dispecer al fiecărei acumulări pe baza cărora să se determine posibilitățile și modul de regularizare al debitelor, precum și valorile pentru diferite grade de asigurare;

— debitul de servitute sau debitul minim care trebuie să fie turbinat pentru acoperirea necesităților altor folosințe ale apei;

— debitele maxime de diverse asigurări conform STAS 4068-62.

1.3.3. **Căderile caracteristice ale uzinelor hidroelectrice.** La proiectarea și exploatarea uzinelor hidroelectrice se deosebesc următoarele categorii de căderi:

— căderile totale ale sectorului de curs de apă amenajat;

— căderile brute disponibile care se obțin prin lucrările de amenajare ale unei U.H.E.;

— căderile nete utilizabile de turbine, care variază în funcție de căderea brută și de pierderile de sarcină hidraulică.

1.3.3.1. *Căderea totală* $H_t$ a unui sector de rîu pe care se amenajează o uzină hidroelectrică. Aceasta este diferența $H_1 - H_2$ dintre energia specifică a apei în secțiunea din amonte (coada remuului barajului) și în secțiunea din aval a sectorului respectiv (fig. XVIII.3).

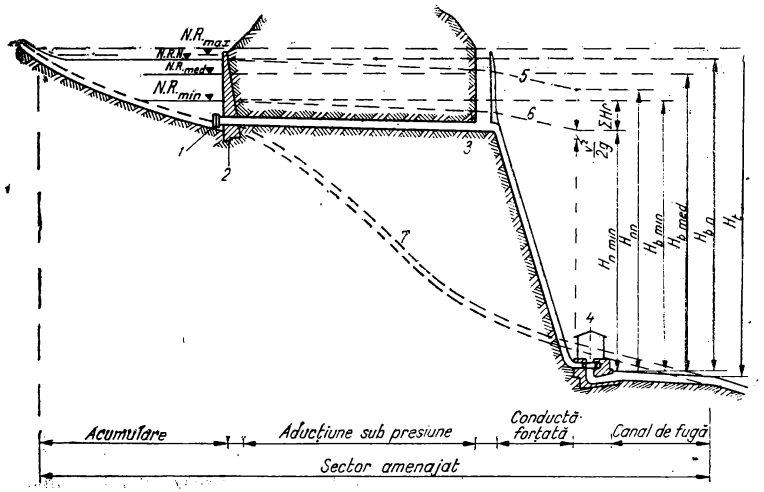



Fig. XVIII.3. Schemă cu căderile caracteristice ale unei U.H.E. cu baraj și derivație :

*1* — priză de apă; *2* — baraj; *3* — castel de apă; *4* — centrală; *5,6* — liniile energiei; *7* — curs de apă.

În afară de cazul căderilor mici (sub 20 m), la care influența diferențelor energiei cinetice $\frac{v^2}{2g}$ prezintă importanța practică, căderea totală a unui sector se calculează luînd în considerare numai diferența de nivel geodezică dintre suprafețele apei în cele două secțiuni de la capătul amonte și aval a sectorului, corespunzătoare debitului mediu $Q_m$ al cursului de apă :

$$H_t = (z_1 - z_2) \text{ [m]}. \qquad \text{(XVIII.16)}$$

Valoarea căderii totale a unei U.H.E. depinde de modul cum s-a stabilit împărțirea pe sectoare și trepte de cădere a cursului de apă respectiv.

Pentru a se putea obține o valorificare mai ridicată a potențialului disponibil, limitele extremităților sectoarelor treptelor de cădere succesive se încalecă, în special în cazul uzinelor baraj de tip fluvial (22).

1.3.3.2. *Căderea brută* $H_b$ *a unei uzine hidroelectrice.* Aceasta este diferența de cădere dintre nivelul de retenție la baraj, în cazul amenajărilor cu aducțiune sub presiune, respectiv nivelul în camera de apă, în cazul aducțiunilor cu scurgere liberă, și nivelul apei la

ieşirea din centrală, în cazul canalelor de fugă cu scurgere liberă, sau la capătul aval al galeriilor de fugă sub presiune.

Pentru uzinele cu lacuri de acumulare căderea brută variază în limite mari în funcţie de variaţiile periodice ale nivelului apei în lac, deosebindu-se următoarele valori caracteristice (fig. XVIII.3):

— căderea brută normală $H_{bn}$;

— căderea brută maximă $H_{b.\,max}$;

— căderea brută medie $H_{b.\,med}$ calculată în raport cu nivelul de retenţie al centrului de greutate a lacului sau în raport cu nivelul de retenţie mediu în exploatare;

— căderile brute asigurate $H_{b.\,as}$ corespunzătoare nivelurilor apei în lac cu diferite grade de asigurare, stabilite pe baza planului de exploatare al acumulării;

— căderea brută minimă $H_{b.\,min}$.

1.3.3.3. *Căderea netă $H_n$ a unei uzine hidroelectrice.* Aceasta este înălţimea de cădere efectiv utilizabilă de turbine şi reprezintă diferenţa dintre energia specifică a apei la intrarea în turbine şi energia specifică după ieşirea din turbine (imediat aval de aspirator la turbinele cu reacţiune respectiv la cota medie a ieşirii din rotor la turbinele cu acţiune) conform relaţiei:

$$H_n = H_i - H_e = (z_i - z_e) + \frac{p_i - p_e}{\gamma} + \frac{\alpha_i v_i^2 - \alpha_e v_e^2}{2g} \text{ [m]}, \qquad \text{(XVIII.17)}$$

în care indicii $i$ şi $e$ corespund valorilor măsurate la intrarea şi la ieşirea din turbine.

Căderea netă este egală cu căderea brută minus pierderile de sarcină liniare şi locale (priza de apă, aducţiune sub presiune, conducte forţate, distribuitor), conform relaţiei:

$$H_n = H_b - \Sigma H_r = H_b - K\,Q^2 \text{ [m]}. \qquad \text{(XVIII.18)}$$

Pierderile de sarcină $\Sigma H_r$ însumate pentru diferitele elemente ale amenajării sînt proporţionale cu pătratul debitului uzinat $Q$, termenul $K$ depinzînd de lungimile, secţiunile de scurgere, coeficienţii de rugozitate şi de formă ale elementelor amenajării.

Căderile nete caracteristice ale U.H.E. sînt:

— căderea netă normală $H_{un}$ care corespunde căderii brute normale şi pierderilor de sarcină la funcţionarea centralei cu debitul instalat: $H_{nn} = H_{bn} - KQ_i^2$ [m];

— căderea netă maximă $H_{n.max}$ corespunzătoare căderii brute normale şi pierderilor de sarcină la funcţionarea unei turbine cu debitul minim (de mers în gol);

— căderea netă medie $H_{u.\,med}$ corespunzătoare căderii brute medii şi pierderilor de sarcină medii ponderate, ţinînd seama de regimul de variaţie al debitelor turbinate în perioada de timp considerată:

$$H_{n.\,med} = \frac{\Sigma H_{nj}\, Q_j\, \Delta T_j}{\Sigma Q_j\, \Delta T_j} = \frac{E_m}{9{,}81\, \eta_{tm}\, \eta_{em}\, \Sigma Q_j\, \Delta T_j} \text{ [m]}, \qquad \text{(XVIII.19)}$$

unde $H_{nj}$ este căderea netă pentru diferite debite $Q_j$ şi intervale de timp $\Delta T_j$ din cursul unui an mediu:

— căderile nete asigurate $H_{n.as}$ corespunzătoare căderilor brute cu diferite grade de asigurare şi pierderilor de sarcină în raport cu debitul instalat sau cu debitul maxim care poate fi turbinat la căderile respective;

— căderea netă minimă $H_{n.min}$ corespunzătoare căderii brute minime şi pierderilor de sarcină la debitul maxim ce poate fi turbinat.

În fig. XVIII.4 se arată variațiile relative caracteristice ale căderilor nete pentru diferite tipuri de amenajări hidroelectrice, în raport cu căderea totală a sectorului amenajat, în funcție de valoarea debitului turbinat și de variația anuală a căderilor brute.

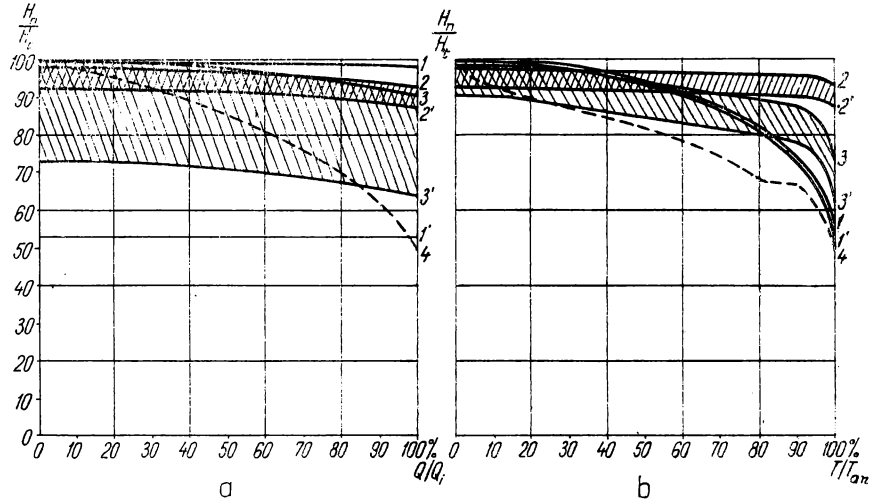



Fig. XVIII.4. Domeniul de variație al căderilor la diferite tipuri de U.H.E. :

*a* — variația căderilor nete în funcție de debitul turbinat pentru $H_{b.max}$ și $H_{b.min}$ ; *b* — curbele de durată anuale ale căderilor nete pentru $Q = 0$ și $Q = Q_i$ ; *1—1'* — uzină baraj de cădere mare ; *2 — 2'* — U.H.E. cu baraj și derivație de cădere foarte mare ; *3 — 3'* — U.H.E. cu baraj și derivație de cădere mijlocie ; *4* — U.H.E. fluvială.

**1.3.4. Randamentul uzinelor hidroelectrice.** Randamentele de transformare ale energiei hidraulice a cursurilor de apă în energie electrică depind de caracteristicile construcțiilor hidrotehnice ale schemelor de amenajare, de tipul și performanțele tehnice ale grupurilor electrogene (turbine, generatoare și transformatoare) și de regimul de funcționare al amenajărilor hidroenergetice.

Valoarea randamentului total $\eta$ al unei uzine hidroelectrice, corespunzător diferitelor debite turbinate și condiții de funcționare, se determină prin calculul produsului dintre randamentul hidraulic al amenajării $\eta_h$, randamentul turbinelor $\eta_t$, a generatoarelor $\eta_g$ și a transformatoarelor ridicătoare $\eta_{tr}$ ale centralei :

$$\eta = \eta_h \, \eta_t \, \eta_g \, \eta_{tr} . \qquad \text{(XVIII.20)}$$

1.3.4.1. *Randamentul hidraulic al amenajării.* Acesta este egal cu raportul dintre căderea netă $H_n$ și căderea totală $H_t$ a sectorului amenajat :

$$\eta_h = \frac{H_n}{H_t} = \frac{H_t - \Sigma(h_r + \Delta h)}{H_t} = 1 - \frac{\Sigma\,(h_r + \Delta h)}{H_t} . \qquad \text{(XVIII.21)}$$

Valoarea randamentului hidraulic variază în funcţie de pierderile de cădere caracteristice, formate din pierderile de sarcină hidraulice $\Sigma h_r$, depinzînd de debitul turbinat, şi din oscilaţiile de nivel $\Sigma\Delta h$ în bieful amonte şi aval de centrală, datorite variaţiilor debitelor afluente şi a regimului de funcţionare al centralei.

Limitele între care variază în exploatare randamentele hidraulice ale U.H.E. sînt în general cuprinse între o valoare maximă la mersul în gol, care scade parabolic în raport cu debitul turbinat pînă la circa $\eta_h = (85...65)\%$ la plină sarcină sau şi la valori mai mici, funcţie de tipul amenajării.

Randamentul hidraulic mediu anual are în general valori cuprinse între 90 şi 95%, valoarea reală trebuind să fie stabilită pe baza planului de exploatare a fiecărei uzine.

1.3.4.2. *Randamentul turbinelor.* Acesta este egal cu raportul dintre puterea mecanică obţinută la arborele turbinei şi puterea hidraulică corespunzătoare căderii nete: $\eta_t = \frac{P}{9{,}81\, Q H_n}$. Randamentele turbinelor variază în funcţie de sarcină, de tipul de construcţie, de mărimea puterilor unitare şi de limitele de variaţie a căderii.

Cele mai mari randamente (94 — 96%) au fost obţinute de turbinele Francis de mare putere, după care urmează turbinele Kaplan (94%). Turbinele Pelton au randamentul maxim de 92 — 92,5%, dar forma curbei de randament este plată, astfel că pentru sarcini cuprinse între 1/4 şi plină sarcină valoarea randamentului se menţine peste 89— — 90%. Randamente ridicate într-un interval larg de încărcare au şi turbinele Kaplan.

Într-o centrală fiind instalate în general două sau mai multe grupuri, prin punerea eşalonată în funcţiune a grupurilor, în funcţie de sarcină, se urmăreşte obţinerea unei curbe de randament totale cu valori ridicate, pe un interval larg de sarcini a centralei. Randamentele medii anuale în exploatare ale turbinelor sînt cuprinse în general între 90 şi 94% la centrale moderne de mare putere şi între 85 şi 90% la cele cu puteri sub circa 10 MW.

1.3.4.3. *Randamentul generatoarelor electrice* $\eta_g$. Acesta variază în limite reduse cu puterea produsă, cu factorul de putere şi tipul de fabricaţie. Generatoarele moderne de mare putere au randamente ridicate 97,5—98,5% faţă de 94—96% la generatoare mai mici.

1.3.4.4. *Randamentul transformatorilor ridicători* $\eta_{tr}$ de la tensiunea generatoarelor la aceea a liniilor de transport. Acesta este în general cuprins între 99 şi 99,5% la sarcina normală, păstrînd valori ridicate şi la sarcini parţiale.

1.3.4.5. *Randamentul total al uzinelor hidroelectrice.* Acesta se calculează pe baza randamentelor parţiale pentru diferite valori ale puterii produse şi pentru diferitele nivele caracteristice în lacul de acumulare. Mărimea randamentului şi forma curbelor de randament în funcţie de sarcină sînt influenţate mai ales de randamentul hidraulic şi de cel al turbinelor.

Randamentul corespunzător echipamentului electromecanic al centralei ($\eta_e = \eta_t \eta_g \eta_{tr}$) are la sarcina optimă a grupurilor moderne de mare putere, valori cuprinse între 88 şi 93%, iar la plină sarcină valoarea scade la 86 şi 91%. Randamentul mediu anual $\eta_{em}$ de exploatare este în general cuprins între 87 şi 92% în funcţie şi de regimul de funcţionare al centralei.

Randamentul total ($\eta_{U.H.E.} = \eta_h \eta_e$) are limite de variaţie mai largi din cauza influenţei randamentului hidraulic şi a tipului de amenajare. În general, randamentul mediu de exploatare este cuprins între 80 şi 90% la uzine cu grupuri de mare putere şi între 75 şi 83% la celelalte uzine (fig. XVIII.5).

1.3.5. **Acumulări pentru regularizarea energetică a debitelor.** 1.3.5.1. *Regimul natural de curgere al debitelor cursurilor de apă.* Acesta prezintă variaţii sezoniere

și anuale importante, care în general, nu sînt în concordanță cu necesitățile de consum de energie electrică.

Pentru valorificarea rațională a energiei hidraulice disponibile, este necesar să se modifice regimul de scurgere al debitelor, prin crearea de lacuri de acumulare, în vederea regularizării și a folosirii debitelor după necesitățile sistemului energetic.

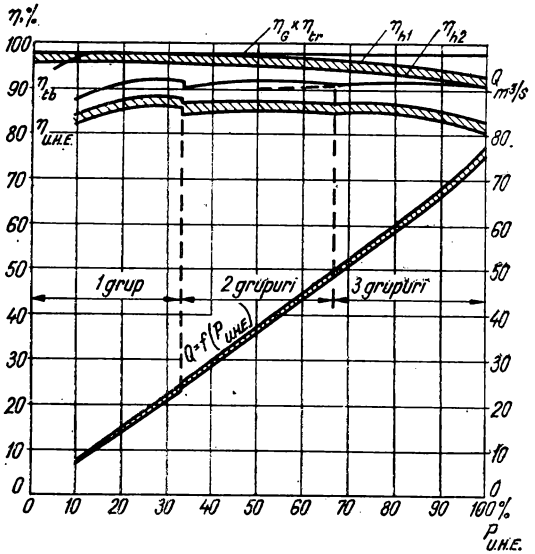



Fig. XVIII. 5. Curbele de randament parțiale și totale ale unei U.H.E. cu baraj și derivație echipată cu 3 grupuri Pelton :

$P_i$ = 500 MW ; $H_t$ = 809 m; randamentele sînt calculate pentru $H_{bn}$ = 793 m ($\eta_{h1}$) și $H_{b.med}$ = 774 m ($\eta_{h2}$).

Lacurile de acumulare sînt caracterizate prin următorii indici :

— coeficientul de acumulare al lacului, reprezentînd raportul dintre volumul util al lacului $V_u$, în milioane m³, față de stocul mediu multianual $W_m$, în milioane m³/an:

$$\alpha = \frac{V_u}{W_m} = \frac{V_u}{31{,}560 \cdot 10^6 \cdot Q_m};$$

— coeficientul de regularizare al acumulării, reprezentînd raportul dintre debitul mediu regularizat (zilnic, lunar, anual) $Q_r$ și debitul mediu multianual afluent în lac $Q_m$, calculat pentru diferite grade de asigurare (80, 90 și 97 %) :

$$\beta = \frac{Q_r}{Q_m};$$

— coeficientul de utilizare al acumulării, reprezentînd raportul dintre suma volumelor de apă acumulate în cursul unui an $\Sigma\Delta V$ şi volumul util al acumulării:

$$\alpha = \frac{\Sigma\Delta V}{V_u};$$

— durata de golire în ore a volumului util al lacului la funcţionarea uzinei cu debitul instalat şi durata de umplere a lacului cu debitul mediu multianual afluent în lac.

Stabilirea coeficienţilor de regularizare şi de utilizare ai acumulărilor şi a debitelor cu diverse grade de asigurare se face pe baza studiului planului de exploatare al fiecărei acumulări.

1.3.5.2. *Capacitatea energetică sau echivalentul energetic al unei acumulări.* Aceasta este cantitatea de energie electrică care ar putea fi produsă prin golirea volumului util total al acumulării de către centrala electrică a amenajării respective şi de către toate U.H.E. situate în aval de aceasta, considerînd că golirea acumulării s-ar face fără aport natural de apă.

Pentru calculul capacităţii energetice se utilizează pentru fiecare centrală relaţia:

$$E_{ac} = \frac{\eta V_u H}{367} \text{ [kWh)}, \qquad \text{(XVIII.22)}$$

în care: $\eta$ este randamentul total al fiecărei centrale;

$H$ — căderea brută, în m, măsurată în raport cu centrul de greutate al volumului util al acumulării pentru centrala proprie, iar pentru celelalte centrale din aval $H$ este căderea totală amenajată.

Admiţînd un randament total mediu $\eta \approx (81...82\%)$, energia totală corespunzătoare volumului util al acumulării este:

$$E_{ac} = \frac{V_u \Sigma H}{450} \text{ [kWh]}.$$

1.3.5.3. *Clasificarea acumulărilor.* Lacurile de acumulare ale U.H.E. se împart în mai multe categorii în funcţie de posibilităţile de regularizare sau compensare a debitelor.

Acumulările pentru regularizarea zilnică şi săptămînală a debitelor sînt utilizate pentru a putea modifica debitele cursurilor de apă în cursul unei zile sau a unei săptămîni, care în general variază în limite restrînse, în raport cu necesităţile acoperirii curbelor de sarcină variabile ale sistemului energetic.

Pentru regularizarea zilnică a debitelor este necesar să se acumuleze debitele de apă afluente în orele de sarcină mică a sistemului, din cursul nopţii, pentru a le folosi în orele de sarcină ridicată şi de vîrf din aceeaşi zi.

Pentru regularizarea săptămînală este necesar să se acumuleze debitele afluente în orele de sarcină mică din cursul unei săptămîni, în special din zilele de repaus, pentru a le utiliza în zilele de lucru şi în intervalele de vîrf cu sarcina mai ridicată.

Acumulările pentru regularizarea sezonieră, anuală şi multianuală a debitelor dispun de un volum util important în raport cu stocul mediu afluent, care permite acumularea debitelor din perioadele de ape mari pentru a fi utilizate în perioadele de ape mici.

Prin regularizarea sezonieră se realizează o regularizare parțială a debitelor din decursul anului, urmărindu-se folosirea debitelor acumulate în perioadele de ape mari pentru mărirea debitelor mici din lunile de iarnă.

Prin regularizarea anuală se urmărește uniformizarea debitelor în toate lunile anului, cu tendința de mărire a debitelor utilizabile în lunile de iarnă, conform necesităților de consum de energie mai mari din acest semestru.

Prin regularizarea multianuală a debitelor se urmărește o compensare a debitelor între anii ploioși și anii secetoși, prin realizarea unui transfer de volume de apă în anii secetoși.

Acumulările compensatoare sînt lacurile importante realizate în partea superioară a bazinelor cursurilor de apă și sînt destinate regularizării debitelor unor U.H.E. din aval, care nu dispun sau au posibilități limitate de realizare de lacuri de acumulare.

Acumulările tampon sînt amplasate în aval de o uzină sau o serie de U.H.E.cu regim de funcționare variabil (de vîrf), avînd rolul de uniformizare a pulsațiilor de debit, pentru a nu fi stînjenite folosințele de apă din aval.

Acumulările realizate pentru alte folosințe ale apelor conduc la o regularizare a regimului de scurgere a cursurilor de apă, care în general are influență favorabilă asupra posibilităților de utilizare a resurselor hidroenergetice, cu excepția cazurilor sau a anilor în care acumulările sînt golite în lunile de vară în special pentru nevoile irigațiilor.

1.3.6. **Puterile instalate și disponibile ale uzinelor hidroelectrice.** Terminologia utilizată pentru puterile caracteristice ale U.H.E. este stabilită prin STAS 2551-64. Puterile caracteristice principale sînt :

— puterea instalată $P_i$, în kW, este suma puterilor instalate ale grupurilor electrogene din centrală, iar puterea instalată a fiecărui grup este puterea nominală pentru care au fost calculate și construite turbina și generatorul electric, care corespunde debitului instalat, căderii nete de calcul, factorului de putere și randamentului grupului ;

— puterea disponibilă maximă $P_{d\ max.}$ în kW, este puterea maximă care poate fi produsă cu toate grupurile în funcțiune în regimde durată, corespunz ătoare debitului instalat $Q_i$, căderii nete normale $H_{nn}$ și randamentului total la plină sarcină a grupurilor ;

— puterea efectiv disponibilă $P_{ed}$ este puterea care poate fi produsă cu toate grupurile în funcțiune, ținînd seama de variațiile temporare din cursul anului ale căderii brute și ale debitelor disponibile, precum și de starea tehnică a instalațiilor ;

— puterea asigurată $P_{as}$ este puterea efectiv disponibilă pe care o poate livra centrala cu un anumit grad de asigurare în timp, ținînd seama de debitele și căderile care rezultă din planul de exploatare al acumulărilor și de posibilitățile de încadrare a puterii și energiei centralei în curbele de sarcină a sistemului energetic, în perioada vîrfurilor maxime de sarcină.

Puterea minimă $P_{min}$ admisibilă a unei centrale corespunde sarcinii minime pe care o poate produce centrala în regim de durată fără pericol de deteriorare a echipamentului (cavitație etc.).

Pentru evaluări preliminare ale puterii instalate, în funcție de debitul instalat și căderea netă sau totală a uzinei, se poate utiliza pentru grupuri moderne de mare putere relația :

$$P_i \approx (8{,}40 \ldots 8{,}90)\ Q_i H_n \text{ sau } (8{,}00 \ldots 8{,}50)\ Q_i H_t \quad [\text{kW}]$$

și pentru grupuri mai mici :

$$P_i \approx (7{,}30 \ldots 8{,}30)\ Q_i H_t\ [\text{kW}].$$

**1.3.7. Productibilitatea şi producţia de energie a uzinelor hidroelectrice.** Productibilitatea unei U.H.E. într-un interval de timp determinat este valoarea maximă a producţiei de energie electrică care se poate realiza în condiţii de exploatare optime, prin folosirea debitelor utilizabile fără pierderi de apă evitabile, cu funcţionarea grupurilor în zonele de randament optim şi cu respectarea planurilor de exploatare stabilite pentru centrală şi acumulare, fără instalaţii sau grupuri în reparaţie.

Energia electrică care poate fi produsă de o uzină hidroelectrică într-o anumită perioadă t [h] se calculează prin integrarea puterilor din intervalul de timp respectiv:

$$E = \int_0^t P \, dt = 9{,}81 \int_0^t \eta_e Q_u H_n \, dt \text{ [kWh]}. \qquad \text{(XVIII.23)}$$

Pentru uzinele fără acumulare, energia electrică care poate fi produsă se poate calcula prin însumarea energiei productibile $\Delta E$ pe intervale de timp $\Delta t$ de una sau mai multe zile, în care debitele afluente sînt constante, deoarece debitul utilizabil $Q_u$, căderea netă, randamentul şi puterea disponibilă depind de valoarea debitului afluent $Q_a$:

$$E = 9{,}81 \, \Sigma P_1 \Delta t_1 = 9{,}81 \, \Sigma \eta_{ei} Q_{ui} H_{n \cdot i} \Delta t_i \text{ [kWh]}. \qquad \text{(XVIII.24)}$$

Energia productibilă lunară sau anuală se poate calcula în acest caz, pe baza curbei debitelor afluente sau a curbei debitelor clasate şi a curbelor caracteristice ale amenajării $H = f_1(Q)$ şi $\eta = f_2 \ (Q, H)$.

Pentru uzinele cu acumulare la stabilirea energiei productibile este necesar să se ţină seama de variaţiile de nivel în lacul de acumulare şi de curba de sarcină sau regimul de funcţionare al centralei, de care depind debitul utilizat, căderea netă, randamentul şi puterea produsă de centrală. Deoarece regimul de variaţie al acestor mărimi este complex, dificil de exprimat analitic, pentru stabilirea energiei productibile zilnice, lunare sau anuale este necesar să se utilizeze maşini de calcul electronice sau să se facă calcule simplificate prin însumarea producţiei pe anumite intervale (ore, zile, luni) pentru care se calculează valorile medii simple sau ponderate ale debitelor, căderilor şi a randamentelor:

$$E = 9{,}81 \sum_{i=1}^{n} \eta_{m \cdot i} \, Q_{m \cdot i} \, H_{m \cdot i} \, \Delta t_i \text{ [kWh]}. \qquad \text{(XVIII.25)}$$

Pentru evaluări aproximative ale energiei productibile se pot utiliza valorile medii ale factorilor de bază:

$$E = 9{,}81 \quad \eta_m \, \varepsilon \, Q'_m \, H_m \, t \text{ [kWh]}, \qquad \text{(XVIII.26)}$$

sau pentru un an:

$$E = 86\,000 \, \eta_m \, \varepsilon \, Q_m \, H_m \text{ [kWh/an]}. \qquad \text{(XVIII.27)}$$

Valorile caracteristice pentru care se calculează în general energia productibilă a unei U.H.E. sînt:

— energia productibilă anuală medie, care este valoarea medie a energiei anuale productibile de pe întreaga perioadă de ani pentru care se dispune de date hidrologice;

— energiile productibile în anii cu diverse asigurări de calcul în special în anul cu 50, 75 şi 90 % asigurare, iar pentru uzinele mai mici anul cu 80 % asigurare. Pentru uzi-

nele a căror debite sînt regularizate prin lacuri de acumulare, energiile productibile anuale, semestriale și lunare de diverse asigurări se stabilesc pe baza planurilor de exploatare a acumulărilor.

Indicii caracteristici mai importanți pentru producția de energie a unei U.H.E. sînt :

— durata de utilizare, în ore, a puterii instalate reprezentînd raportul dintre energia productibilă sau produsă într-un anumit interval și puterea instalată a centralei $T = E/P_i$ ;

— coeficientul de hidraulicitate al unui an, reprezentînd raportul dintre energia productibilă a U.H.E. în anul considerat și energia productibilă medie multianuală a uzinei ;

— volumul specific de apă necesar pentru producerea de către U.H.E. a unei kWh [$m^3$/kWh] și limitele de variație în funcție de căderea netă.

## 1.4. PARAMETRII ENERGETICI ȘI ELEMENTELE CARACTERISTICE ALE AMENAJĂRILOR CU ACUMULARE PRIN POMPAJ (U.H.E.A.P.)

1.4.1. **Generalități.** Pentru aceste amenajări elementele caracteristice și factorii de care depind parametrii lor energetici prezintă deosebiri față de cele ale U.H.E. gravitaționale.

La uzinele de pompaj pur puterea și debitele instalate ale turbinelor și ale pompelor, energia care poate fi acumulată și producția anuală de energie, depind de diferența de nivel dintre bazinul de acumulare superior față de cel inferior, de volumele acestora și de regimul curbelor de sarcină ale sistemului energetic.

La uzinele de pompaj mixte puterea și debitele instalate în turbine și pompe, precum și energia electrică care se poate acumula prin pompaj, depind și de caracteristicile particulare ale uzinelor gravitaționale în schema cărora se include pompajul.

Uzinele de pompaj se împart în uzine cu regularizare zilnică, săptămînală și sezonieră a debitelor.

Pentru asigurarea compensării zilnice este necesar ca volumul rezervorului superior al U.H.E.A.P. să aibă o valoare suficientă pentru a permite funcționarea turbinelor centralei la plină sarcină timp de circa 4 — 8 h/zi.

În acest caz, în cursul unei zile se realizează un ciclu complet de umplere prin pompaj în cele 6—8 h de sarcină mică din cursul nopții și de golire a rezervorului superior în orele de vîrf de dimineață și seara.

Pentru o compensare săptămînală este necesar ca în bazinul de acumulare superior să se poată acumula debitele care pot fi pompate folosind energie excedentară disponibilă din cursul unei săptămîni și în special din zilele de repaos, pentru a fi utilizate în zilele de lucru mai încărcate ale săptămînei următoare.

Pentru o compensare sezonieră este necesar să se dispună de acumulări importante, a căror umplere se realizează în lunile de vară, cînd consumul de energie de vîrf este redus la 3 — 4 h/zi, pentru a fi golite în lunile de iarnă.

1.4.2. **Randamentele amenajărilor prin pompaj.** O caracteristică energetică importantă a amenajărilor cu acumulare prin pompaj este randamentul global al ciclului de pompare și de turbinare.

Pentru ciclul de pompare, puterea $P_p$ care este consumată de o centrală sau stație de pompare pentru a refula un debit de apă $Q$ [$m^3$/s] pe o diferență de cădere $H_p$ [m] este :

$$P_p = 9{,}81 \frac{1}{\eta_p} Q H_p \quad [\text{kW}]. \qquad \text{(XVIII.28)}$$

În această relaţie $\eta_p$ este randamentul ciclului de pompare, care este egal cu produsul dintre randamentele transportului energiei din sistem $\eta_s$, a motorului electric de acţionare al pompei $\eta_M$, a pompei $\eta_p$ şi a randamentului hidraulic $\eta_h$ al conductei de refulare.

Energia electrică $E_P$ consumată pentru pomparea unui volum de apă $V$ [m³], pe o diferenţă de nivel medie $H_{pm}$ este:

$$E_p = \frac{1}{\eta_{Pm}} \cdot \frac{V\, H_{pm}}{367} \text{ [kWh]}, \qquad \text{(XVIII.29)}$$

unde $\eta_{Pm}$ este randamentul mediu al ciclului de pompare.

Pentru ciclul de turbinare puterea $P_t$ şi energia electrică $E_T$ care pot fi produse folosind debitul $Q$ sau volumul de apă pompat $V$, prin turbinarea lor pe o înălţime de cădere totală $H_t$ [m] se calculează ca la U.H.E. gravitaţionale.

Randamentul ciclului de pompare este influenţat în special de randamentul pompelor. Pentru pompele mari (peste 10 MW) randamentele la sarcina optimă se ridică la 88—91 %. La uzinele de mare putere se pot obţine randamente totale medii în exploatare de 82—85 %, considerînd randamentul motorului electric 98 % şi al transportului energiei din sistem şi în staţia de transformare 97 %.

Randamentul ciclului de turbinare pentru uzinele de mare putere este $\eta_T = (86....91)$ % la uzinele cu pompaj pur şi între 84...90 % la cele cu pompaj mixt.

Raportul dintre energia electrică $E_T$ care poate fi produsă şi energia electrică $E_P$ consumată de o amenajare cu pompaj, corespunzătoare unui volum $V$ de apă, este:

$$\frac{E_T}{E_p} = \eta_{Tm}\, \eta_{Pm} \frac{H_{tm}}{H_{pm}} = \eta_{AP} \frac{H_{tm}}{H_{pm}}, \qquad \text{(XVIII.30)}$$

unde $\eta_{AP}$ este randamentul global al ciclului de pompare şi turbinare (fig. XVIII.6), [22]

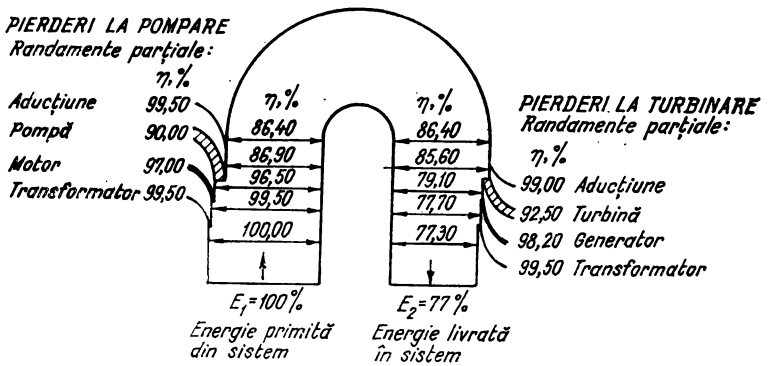



Fig. XVIII.6. Randamentele şi bilanţul energetic la o uzină de pompaj pur.

**1.4.3. Parametrii energetici principali ai amenajărilor cu acumulare prin pompaj.** 1.4.3.1. *Uzine de pompaj pur şi cele mixte, care utilizează apa integral sau în parte în circuit închis.* Acestea au căderi medii brute ale ciclului de pompare şi turbinare aproximativ egale şi au grupurile de pompe şi turbine instalate în aceleaşi clădiri.

Relativ la puterea, debitul și căderea netă a turbinelor se utilizează aceleași terminologii și formule de calcul ca la U.H.E. gravitaționale.

Pentru pompe puterea și debitul instalat depind de tipul uzinei și de gradul de regularizare sau de compensare al debitelor. Este necesar ca înălțimile de cădere nete pentru pompaj $H_{pn}$ să fie mai mari decît la turbine, fiind egale cu căderea brută $H_b$ plus pierderile de sarcină hidraulice pe conducta: $H_{pn} = H_b + kQ^2$. Puterea instalată a pompelor corespunde debitului instalat $Q_{ip}$, înălțimii de cădere nete $H_{pn}$ și randamentului la plină sarcină a pompei $\eta_p$, conform relației:

$$P_{ip} = 9{,}81 \frac{1}{\eta_{ip}} Q_{ip} H_{pn} \text{ [kW]}, \tag{XVIII.31}$$

iar puterea corespunzătoare a motorului electric avînd randamentul $\eta_M$ este:

$$P'_{ip} = \frac{1}{\eta_M} P_{ip} = 9{,}81 \frac{1}{\eta_p \eta_M} Q_{ip} H_{pn}. \tag{XVIII.32}$$

În cazul uzinelor de pompaj cu compensare zilnică puterea instalată în pompe și motor-generator este mai mare decît aceea în turbine, pentru durate de funcționare la vîrf mai mare de: $t_v \geqslant \eta_{AP} t_n$, în care $\eta_{AP} = (0{,}70 \ldots 0{,}75)\%$ este randamentul global al acumulării prin pompaj și $t_n$ durata de pompare în cursul nopții.

Producția anuală de energie a uzinelor de acumulare prin pompaj depinde de modul de încadrare a uzinelor respective în curbele de sarcină și de aportul suplimentar al cursului de apă amenajat, în cazul uzinelor de pompaj mixte.

Consumul anual de energie pentru pompaj se calculează pe baza randamentului global al ciclului de pompare și turbinare $\eta_{AP}$ sau a indicelui de consum de energie electrică corespunzător ținînd seama și de regimul de exploatare și de pierderile de apă la vane etc.

1.4.3.2. *Stațiile de pompare din cadrul schemelor de amenajare ale uzinelor hidroelectrice gravitaționale.* În general, acestea pompează apa pe o înălțime de cădere $H_P$ mai mică decît căderea totală $H_t$ a U.H.E. respective. Energie electrică suplimentară $E_{Ts}$ care se poate produce prin utilizarea pompajului este:

$$E_{Ts} = \eta_{Tm} \eta_{Pm} \frac{H_t}{H_p} E_p \text{ [kWh]}. \tag{XVIII.33}$$

Pentru un raport între căderile $H_t/H_p$ mai mare de circa 1,35—1,50 energia suplimentară produsă este mai mare decît energia consumată pentru pompaj.

Consumul mediu anual de energie al stației de pompare se poate calcula cu relația:

$$E_p = 86\,000 \frac{1}{\eta_{Pm}} \varepsilon Q_m H_{pm} \text{ [kWh]}, \tag{XVIII.34}$$

în cazul în care diferența de cădere pe care se pompează variază în limite reduse. Pentru calculul mai exact, în special cînd $H_p$ are variații sezoniere, energia consumată pentru pompaj se calculează prin însumarea consumului pe anumite intervale (zile, luni) pentru care se evaluează valori medii ale debitelor, căderilor și randamentelor.

## 1.5. ELEMENTELE CONSTRUCTIVE COMPONENTE ALE AMENAJĂRILOR HIDROENERGETICE

Amenajările hidroenergetice sînt formate dintr-un ansamblu, de construcții hidrotehnice și industriale, de mașini și instalații hidromecanice, electrice și de automatizare.

În cazul general, amenajările hidroenergetice sînt compuse din următoarele elemente principale:

— b a r a j e l e d e d e r i v a ț i e s a u d e a c u m u l a r e, care au rolul de a ridica nivelul apei în măsura necesară pentru a putea fi derivată într-o aducțiune sau de a concentra căderea pe un curs de apă și a acumula apele în vederea regularizării lor. Prima categorie de baraje se execută de obicei de înălțimi mai mici de 10 m, iar a doua categorie de înălțimi pînă la 300 m;

— d e s c ă r c ă t o r i d e a p e m a r i, deversori de suprafață situați pe baraj sau pe versanți, deschideri sau orificii de fund, conducte și galerii de golire cu instalațiile hidromecanice aferente: stavile, vane și mecanismele de acționare, precum și dispozitivele hidraulice, în scopul disipării energiei apei;

— p r i z e l e d e a p ă, situate în baraj sau pe malurile rîului barat destinate pentru captarea debitelor și conducerea lor în aducțiune. Instalațiile de prize trebuie să asigure admisia apei în aducțiune în cantitatea și de calitatea necesară, evacuarea aluviunilor depuse și a corpurilor reținute de grătare;

— a d u c ț i u n i l e p r i n c i p a l e, pentru transportul debitelor de la captare la camerele de echilibru și aducțiuni secundare pentru colectarea și transportul debitelor de la captările secundare în lacul de acumulare sau în aducțiunea principală. Aducțiunile sînt cu scurgere cu nivel liber (canale de pămînt, galerii subterane, jgheaburi etc.) sau sub presiune (conducte metalice sau de beton armat, galerii subterane etc.). Panta lor constructivă este în general redusă (sub 2—3%), iar lungimea uneori pînă la peste 20 — 30 km;

— c a m e r e l e d e e c h i l i b r u prin care se face legătura între aducțiuni și conductele sau galeriile forțate, servind totodată ca organe de echilibru hidraulic și ca rezervoare de compensație, avînd forme constructive diferite după tipul aducțiunii: camere de apă la cele cu nivel liber și castele de apă la cele sub presiune;

— c a s e l e v a n e l o r, în care sînt instalate vanele de închidere și control ale conductelor forțate;

— c o n d u c t e l e s a u g a l e r i i l e f o r ț a t e, cu unul sau mai multe fire, conduc apa de la camerele de echilibru la centrală pe o diferență de nivel mare și pe un traseu scurt în plan. Realizînd concentrarea căderii, ele au o pantă constructivă mare și sînt foarte solicitate static și dinamic;

— c e n t r a l e l e h i d r o e l e c t r i c e cuprind clădirile sau excavațiile subterane, în care sînt instalate: turbinele hidraulice, generatoarele electrice, organele de reglare a sarcinii și a vitezei, stațiile electrice de conexiuni și transformare, camerele de comandă și instalațiile anexe, cu ajutorul cărora energia hidraulică a apei este transformată în energie electrică;

— c a n a l e l e s a u g a l e r i i l e d e f u g ă, prin care apele folosite de turbine sînt restituite în cursurile de apă;

— s t a ț i i l e d e p o m p a r e, cuprinzînd clădirea și instalațiile hidraulice și electrice, utilizate pentru pomparea la nivelul de retenție a barajului principal a debitelor captate la nivele inferioare.

În schema unei amenajări hidroelectrice intră în unele cazuri toate elementele constructive menționate, iar în alte cazuri o parte din aceste elemente lipsesc, în funcție de tipul amenajărilor, condițiile naturale și schema adoptată.

Dintre construcțiile hidrotehnice utilizate în cadrul amenajărilor hidroenergetice o parte sînt construcții speciale ale acestei ramuri : camerele de echilibru, conductele și galeriile forțate, centralele hidroelectrice, iar celelalte sînt construcții care se folosesc și în alte ramuri ale economiei apelor.

Instalațiile hidromecanice și cele electrice au o pondere importantă în cadrul amenajărilor hidroelectrice. Tipul și caracteristicile acestor instalații au influență asupra schemelor de amenajare și asupra formei și a dimensiunilor părților constructive. O parte dintre instalațiile centralelor hidroelectrice : turbinele de apă și instalațiile anexe și anumite tipuri caracteristice ale generatorilor sînt instalații speciale ale centralelor hidroelectrice, iar stațiile de conexiune, camerele de comandă, transformatorii sînt instalații asemănătoare cu acele utilizate și la alte tipuri de centrale și stațiuni electrice.

# 2. SCHEMELE DE AMENAJARE ALE UZINELOR HIDROELECTRICE

## 2.1. EVOLUȚIA CONCEPȚIILOR DE AMENAJARE A UZINELOR HIDROELECTRICE

Concepțiile de amenajare a resurselor hidroenergetice au evoluat mult în perioada de după ultimul război mondial fiind influențate, pe de o parte, de dezvoltarea rapidă a consumului de energie electrică, de realizarea sistemelor energetice mari și de rolul important pe care îl pot îndeplini uzinele hidroenergetice în cadrul acestor sisteme energetice și, pe de altă parte, de progresele tehnice continui realizate la proiectarea și construcția lucrărilor de amenajare și la fabricarea utilajelor de construcție și a echipamentelor centralelor hidroelectrice.

În primul rînd la elaborarea schemelor de amenajare s-a accentuat tendința de a se proiecta și construi U.H.E. de mare putere, cu lacuri de acumulare importante, care să poată asigura în cadrul sistemelor energetice acoperirea zonelor de vîrf a curbelor de sarcină. În acest scop, pe lîngă realizarea de uzine de mare putere pe cursurile mari de apă cu potențial ridicat, se urmărește folosirea potențialului văilor din zonele superioare ale bazinelor hidrografice pentru crearea de amenajări de mare putere, pe baza elaborării de scheme de amenajare integrale a acestor bazine, prin concentrarea debitelor în lacuri de acumulare importante și construcția unor galerii de aducere de lungime mare.

De asemenea și la elaborarea schemelor de amenajare a U.H.E. de putere mijlocie sau mică se urmărește, în toate cazurile în care sînt condiții favorabile, adoptarea de soluții care să permită funcționarea lor în regim de vîrf sau de semivîrf, pentru a corespunde mai bine necesităților sistemului energetic.

Pentru acoperirea necesităților de putere și energie de vîrf se realizează mărirea puterii instalate a unor amenajări hidroelectrice prin includerea în schemele lor de amenajare a unor grupuri cu pompaj în circuit închis (U.H.E.A.P. mixte). De asemenea, s-a dezvol-

tat amenajarea de uzine de pompaj pur de mare putere, funcție de structura sistemelor energetice și lipsa posibilităților de realizare a U.H.E. de vîrf.

O influență importantă asupra evoluției schemelor de amenajare a U.H.E. a avut și dezvoltarea cerințelor de apă pentru celelalte folosințe ale apelor și progresele realizate în domeniul amenajărilor complexe. Din punct de vedere energetic prezintă importanță în special U.H.E. de mare putere care se pot realiza prin crearea unor lacuri mari de acumulare cu regim de exploatare complex, precum și sistemele hidrotehnice complexe realizate pe fluvii sau rîuri mari [24].

La evoluția concepțiilor și a soluțiilor de amenajare a uzinelor hidroelectrice au contribuit mult progresele tehnice realizate în special în domeniul proiectării și a construcției barajelor înalte de beton și de materiale locale, în condiții de teren variate, și în domeniul executării lucrărilor subterane. Prin perfecționarea metodelor de lucru în subteran s-au mărit mult vitezele de avansare și s-au putut realiza scheme de amenajare cu galerii avînd tronsoane foarte lungi pînă la circa 10 km, atacate din două fronturi de lucru.

Progresele din tehnologia de execuție a lucrărilor sînt datorite în special dezvoltării mecanizării și a progreselor tehnice realizate la fabricarea utilajelor pentru excavație și transport la suprafață și în subteran și pentru realizarea și punerea în operă a betoanelor [35].

## 2.2. PRINCIPIILE DE ELABORARE A SCHEMELOR DE AMENAJARE

Prin studiul și elaborarea schemelor de amenajare hidroenergetice trebuie să se asigure realizarea unei valorificări maxime posibile în condiții tehnico-economice favorabile a resurselor hidroenergetice disponibile ale cursurilor de apă și corelarea optimă pentru economia națională cu lucrările de amenajare prevăzute pentru celelalte folosințe ale apelor.

În acest scop, este necesar ca la studiul și elaborarea schemelor de amenajare hidroenergetice, să se țină seama de următoarele principii:

— studierea condițiilor fizico-geografice și elaborarea de scheme generale de amenajare hidroenergetică pe bazine hidrografice, zone geografice sau cursuri de apă importante, pentru a se putea stabili posibilitățile și condițiile tehnice și economice de amenajare hidroenergetică integrală a cursurilor de apă și împărțirea optimă pe sectoare sau trepte de cădere a U.H.E. care se pot amenaja;

— studiul și examinarea comparativă a mai multor variante și tipuri de scheme de amenajare urmărindu-se adaptarea lor optimă la teren și folosirea condițiilor naturale favorabile din fiecare bazin;

— studierea posibilităților tehnice și economice și urmărirea realizării în cadrul schemelor de amenajare din fiecare bazin hidrografic a unor lacuri de acumulare, care să permită regularizarea debitelor și reducerea pierderilor de apă prin deversare, atît în scopuri energetice, cît și pentru celelalte folosințe ale apelor;

— urmărirea realizării de baraje cu mari lacuri de acumulare în zona superioară de munte a cursurilor de apă, în toate cazurile în care există condiții favorabile și nu se inundă localități importante, pentru a se putea folosi debitele regularizate în U.H.E. de mare cădere din zona de munte, precum și în toate uzinele din aval;

— urmărirea valorificării superioare a potențialului hidroenergetic disponibil prin amenajarea de U.H.E. care să poată avea o funcționare de vîrf, prin realizarea de uzine de mare putere, prin creșterea gradului de utilizare a potențialului disponibil al cursurilor de apă și prin aplicarea concepțiilor moderne privitoare la amenajările hidroenergetice;

— amenajarea în zonele de munte, a unor U.H.E. de vîrf de mare putere şi cu lacuri de acumulare importante, în măsura permisă de condiţiile naturale existente în fiecare bazin, prin concentrarea căderilor şi a debitelor disponibile într-un număr redus de centrale, folosindu-se în acest scop galerii de aducţiune mai lungi, amplasarea în subteran a centralelor şi colectarea debitelor cursurilor de apă mai mici din acelaşi bazin sau din bazine învecinate, prin aducţiuni secundare şi staţii de pompare auxiliare;

— amenajarea în aval de uzinele cu mari lacuri de acumulare în zonele de deal şi de cîmpie, a unor uzine în cascadă, care să folosească debitele regularizate de lacurile din amonte;

— realizarea de uzine hidroelectrice de vîrf combinate cu grupuri de acumulare a energiei prin pompaj, cu ajutorul cărora se poate mări producţia de energie de vîrf şi posibilitatea de supraechipare a centralelor;

— urmărirea integrării optime a schemelor de amenajare hidroenergetice în planurile generale sau schemele de amenajare complexe ale apelor şi urmărirea realizării de U.H.E. cu mari lacuri de acumulare dimensionate pentru satisfacerea cerinţelor de apă a mai multor folosinţe;

— urmărirea încadrării favorabile în peisaj a amenajărilor hidroenergetice, promovarea turismului, a sporturilor nautice şi de agrement, evitarea unor efecte negative (albii largi fără apă, dispunerea pe teren necorespunzător a unor construcţii etc.);

— să se reducă ocuparea sau inundarea localităţilor, a căilor de comunicaţie şi a terenurilor agricole la valorile minime justificate economic.

Pentru fiecare U.H.E. sectorul de rîu sau partea din potenţialul hidroenergetic a bazinului pe care îl utilizează este necesar să fie stabilit sau delimitat în mod concret pe bază de calcule tehnico-economice, în care să se ţină seama şi de posibilităţile şi condiţiile în care se poate amenaja potenţialul disponibil de pe sectoarele din amonte sau din aval.

În gneral nu este raţional să se includă într-o amenajare numai un sector de rîu cu un potenţial specific ridicat, fără să se examineze şi soluţii în care s-ar include în schema de amenajare şi anumite părţi din sectoarele din amonte sau aval, deoarece investiţiile suplimentare corespunzătoare includerii acestor sectoare adiacente pot permite o extindere economică a schemei, în timp ce amenajarea independentă a sectoarelor respective este posibil să nu fie realizabilă în condiţii economice.

## 2.3. DATELE DE BAZĂ NECESARE ELABORĂRII SCHEMELOR DE AMENAJARE HIDROENERGETICE

Pentru elaborarea schemelor de amenajare hidroenergetice este necesar să se facă studii detaliate asupra caracteristicilor fizico-geografice ale bazinelor hidrografice respective, precum şi ale bazinelor învecinate, care pot avea influenţă asupra elaborării schemelor de amenajare.

Studiile hidrologice trebuie să permită cunoaşterea valorii debitelor medii pe toate cursurile de apă din bazin, cu precizia corespunzătoare datelor de bază disponibile, precum şi regimul de variaţie caracteristic al debitelor.

Prin ridicări topografice speciale este necesar să se completeze hărţile existente cu nivelmentul şi profilurile în lung ale tuturor cursurilor de apă din bazin, profilurile transversale şi planurile de situaţie la scara 1 : 200 — 1 : 1 000 pentru amplasamentele de baraje şi centrale, planurile de situaţie la scara 1 : 1 000 — 1 : 5 000 pentru cuvetele lacurilor de acumulare şi traseele aducţiunilor, precum şi cu ridicări aerofotogrametrice de ansamblu ale bazinului la scara 1 : 5 000 sau 1 : 10 000.

Studiile geologice trebuie să permită cunoașterea structurii terenului și a caracteristicelor rocilor și a materialelor de construcție. În acest scop este necesar să se întocmească *studii geologice* de ansamblu și speciale bazate pe foraje, galerii, puțuri, explorări geofizice, încercări geotehnice și hidrogeologice, executate în special pentru zonele de amplasare ale construcțiilor hidrotehnice importante.

Volumul lucrărilor de cercetare depinde de faza de proiectare, importanța construcțiilor și complexitatea condițiilor geologice.

Studiile de inventariere ale potențialului hidroenergetic teoretic liniar și de suprafață sînt necesare să fie făcute în prealabil pentru scoaterea în evidență a distribuției potențialului în cadrul bazinelor hidrografice și a gradului de concentrare al potențialului specific pe diferite sectoare ale cursurilor de apă.

## 2.4. CLASIFICAREA UZINELOR HIDROELECTRICE

În general clasificarea uzinelor hidroelectrice se face după criteriile sau caracteristicile mai importante care se indică în continuare.

**2.4.1. Puterea instalată.** Uzinele hidroelectrice se construiesc pentru o gamă foarte largă de puteri de la microcentrale de cîțiva kW, care alimentează cu energie consumatori izolați, pînă la centrale de mai multe milioane kW, care se amenajează pe fluviile mari.

În raport cu mărimea și importanța lor U.H.E. se împart după STAS 4273-61 în modul următor:

| Categoria | Puterea instalată, kW |
|---|---|
| U.H.E. foarte mari | Peste 250 000 |
| U.H.E. mari | 50 000—250 000 |
| U.H.E. mijlocii | 5 000— 50 000 |
| U.H.E. mici | Sub 5 000 |

U.H.E. care au puteri mai mici de circa 100 kW se consideră microcentrale.

**2.4.2. Resursele energetice utilizate.** În raport cu resursele de energie utilizate pentru producerea energiei electrice, amenajările hidroenergetice se împart în trei categorii:

— uzine hidroelectrice care utilizează energia hidraulică disponibilă a cursurilor de apă (U.H.E. gravitaționale);

— uzine electrice mareemotrice care utilizează energia hidraulică a mareelor;

— uzinele hidroelectrice cu acumulare prin pompaj (U.H.E.A.P.).

**2.4.3. Tipul schemelor de amenajare.** În raport cu tipul schemelor de amenajare și de concentrare a căderilor de apă, pe lîngă cele patru tipuri principale de amenajare menționate: uzine baraj, uzine de derivație, uzine cu baraj și derivație și uzine cu centrala subterană, există un mare număr de subdiviziuni și combinații posibile, funcție de condițiile locale, de structura și tipul construcțiilor principale și ale echipamentului.

**2.4.4. Căderea amenajată** După mărimea căderii amenajate U.H.E. se pot împărți în patru grupe:

— U.H.E. de joasă cădere sub circa 15 m, care în general nu au conducte forțate și sînt echipate cu turbine Kaplan sau bulb;

— U.H.E. de cădere mijlocie, între circa 15 și 50 m, care în general au conducte forțate scurte și sînt echipate cu turbine Kaplan;

— U.H.E. de cădere mare, între circa 50 și 300 m, care în general au conducte forțate relativ lungi și sînt echipate cu turbine Francis;

— U.H.E. de cădere foarte mare, peste 300 m, care au conducte forțate lungi și sînt echipate cu turbine Francis sau Pelton.

**2.4.5. Posibilitățile și gradul de regularizare al debitelor.** În raport cu posibilitățile de regularizare a debitelor și mărimea acumulărilor de care dispun, U.H.E. se împart în:

— U.H.E. fără acumulări, care trebuie să utilizeze debitele de apă afluente în regimul lor natural de scurgere (pe firul apei), în limita puterii lor instalate;

— U.H.E. cu acumulări mici, care permit o regularizare zilnică sau săptămînală a debitelor;

— U.H.E. cu acumulări mari, care permit o regularizare sezonieră, anuală sau multianuală a debitelor.

**2.4.6. Regimul de funcționare.** Din punctul de vedere al regimului de funcționare U.H.E. se împart în trei categorii principale: U.H.E. de vîrf, U.H.E. de semivîrf și U.H.E. de bază.

În ceea ce privește modul de funcționare al centralelor electrice se deosebesc U.H.E. cu personal de exploatare, U.H.E. cu comanda de la distanță și U.H.E. semiautomate sau automate, telecomandate.

**2.4.7. Influența asupra gospodăririi apelor.** Din punctul de vedere al influenței asupra regimului debitelor și a amenajării complexe a apelor se deosebesc următoarele tipuri de uzine:

— U.H.E. fără acumulări, care nu modifică regimul debitelor și nu au influență asupra folosințelor de apă din aval;

— U.H.E. cu acumulări care au regimul de exploatare corespunzător cerințelor de putere și energie al sistemului energetic;

— U.H.E. cu acumulări importante, care au regim de exploatare complex, prin care se asigură, în anumite limite, atît cerințele sistemului energetic, cît și necesitățile de apă ale altor folosințe;

— U.H.E. care se realizează în cadrul unor amenajări complexe (baraje, canale, derivații) pentru mai multe folosințe ale apei, între care hidroenergetica are un rol secundar;

— U.H.E. realizate la acumulările tampon.

## 2.5. STABILIREA SCHEMELOR DE AMENAJARE ALE UZINELOR HIDROELECTRICE

**2.5.1. Factorii de care depind diferitele tipuri de scheme de amenajare.** Stabilirea tipului schemei de amenajare, a structurii elementelor componente și a caracteristicilor lor depinde, pentru fiecare sector al unui curs de apă sau zonă din cadrul unui bazin hidrografic, de un mare număr de factori de natură diversă; de configurația geografică, condițiile geologice și geotehnice, de forma rețelei hidrografice și de debitele cursurilor de apă, de mărimea potențialului hidroenergetic disponibil, de posibilitățile de creare de lacuri de acumulare, de căderea care se poate realiza, de rolul uzinei în sistemul energetic și influența asupra gopodăriei complexe a apelor, de progresele tehnice în concepția și

execuția lucrărilor de amenajare și de condițiile tehnice și economice de realizare a lucrărilor în diverse variante etc. [6, 11, 14, 22 și 25].

2.5.2. **Scheme de amenajare ale uzinelor hidroelectrice de tip baraj.** La acest tip de amenajare întreaga cădere folosită de U.H.E. fiind realizată prin construcția barajului, clădirea centralei este așezată în același amplasament, în corpul barajului sau la piciorul barajului, ori imediat în aval de baraj pe malurile sau în versanții cursului de apă, utilizînd aducțiuni foarte scurte.

Acest tip de amenajare este adoptat în foarte multe cazuri, se poate folosi pentru cursurile de apă mari sau mici în zona de cîmpie, de deal sau de munte, în general, pe sectoarele care au pantă mai redusă și pe care se găsesc condiții favorabile din punct de vedere tehnic și economic pentru construcția barajelor. Valorificarea potențialului hidroenergetic al fluviilor și al cursurilor mari de apă cu pantă redusă (sub 0,5 — 1‰) se poate realiza în general numai prin adoptarea unei scheme de amenajare de tip uzină-baraj.

Căderile pentru care se construiesc acest tip de uzine sînt cuprinse între mai puțin de 5 m (la microcentrale de la 1,50 m) pînă la peste 200 m, limita maximă atinsă fiind de 300 m (U.H.E. Nurek pe rîul Vahș-U.R.S.S.).

Volumul lacurilor de acumulare create de barajele acestor uzine variază de asemenea în limite foarte mari, de la volume mici care nu pot asigura decît o compensare orară a debitelor, pînă la volume care permit o regularizare multianuală a debitelor. Cele mai mari acumulări din lume, s-au realizat la amenajările cu uzine baraj de pe marile fluvii (U.H.E. Bratsk 179 miliarde m³ din U.R.S.S., U.H.E. Kariba 160 miliarde m³ din Rodesia etc.).

Puterea instalată pentru care se amenajează uzinele-baraj variază de asemenea în limite foarte largi, de la microcentrale pînă la centrale de mai multe milioane kW. Centralele electrice cele mai mari realizate pe plan mondial sînt U.H.E. de tip baraj de pe marile fluvii (Krasnoiarsk 6 000 MW, Bratsk 4 000 MW etc.).

În foarte multe cazuri amenajarea U.H.E. de tip baraj pot satisface sau se pot combina cu lucrările necesare pentru alte folosințe ale apelor.

Uzinele de tip baraj se împart în două clase :

— uzine baraj de cădere mică sau fluviale ;

— uzine baraj de cădere mijlocie sau mare.

2.5.2.1. *Uzine-baraj, de cădere mică sau fluviale.* La acest tip de amenajări, clădirea centralei este amplasată în albia cursului de apă în prelungirea barajului pentru a prelua direct presiunea apei și a reduce lungimea barajului. Înălțimea de cădere la care se poate adopta acest mod de amplasare a centralei depinde de debitul instalat, de puterea grupurilor și condițiile de fundare, fiind de circa 15 m în cazul grupurilor de 5 MW și ajungînd la 20 — 30 m, în cazul grupurilor de mare putere (în cazul U.H.E. Porțile de Fier înălțimea de cădere este de 35 m).

Acest tip de schemă este utilizat pentru amenajarea fluviilor și a rîurilor mari în regiunile de cîmpie, precum și în regiunile de deal sau munte în care pentru a evita inundarea unor localități, suprafețe mari de teren sau căi de comunicație, se pot construi numai baraje de înălțime mică.

Amenajarea de uzine-baraj de cădere mică în serie pe cursurile de apă importante permite în numeroase cazuri și amenajarea acestora pentru navigație.

Uzinele-baraj de cădere mică cuprind în general un baraj deversor de beton cu stavile pentru evacuarea apelor mari, clădirea centralei cu echipamentul electromecanic, stația de conexiuni și transformare, digurile de protecție a terenurilor riverane, ecluză simplă sau dublă în cazul cursurilor de apă navigabile. Albia rîului în aval este regularizată și adîncită pe o anumită distanță pentru mărirea căderii disponibile.

În cazul cursurilor de apă situate în văi înguste se poate realiza o dispoziție simplă și concentrată a elementelor amenajării și prin construcțiile de beton și vanele aferente ale barajului, centralei și ecluzei se poate închide întreaga lățime a văii. În cazul văilor cu albie majoră largă și cu maluri joase pe lîngă construcțiile de beton, care se amplasează

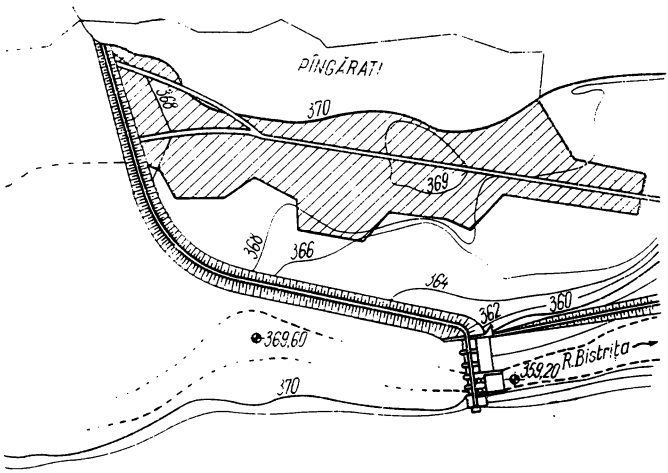



Fig. XVIII.7. Planul de situație al unei uzine-baraj de cădere mică (U.H.E. Pîngărați).

de preferință în zonele care prezintă condiții geologice mai bune, împreună sau separate prin baraje nedeversoare, este necesar să se execute diguri de pămînt pentru închiderea văii și reducerea terenurilor inundate.

În fig. XVIII.7 se arată planul de situație al unei uzine baraj de 15 m cădere pe un rîu mare în zona de dealuri cu dig de protecție pentru reducerea suprafeței inundate pe malul stîng. În cazul U.H.E. fluviale, clădirea centralei este în general amplasată lîngă unul din maluri, sau lîngă ecluză și mal, iar uneori, în special în cazul cursurilor de apă de frontieră, se construiește cîte o centrală lîngă fiecare mal, ca de exemplu la U.H.E. Porțile de Fier.

Centralele sînt echipate în general, cu grupuri de tip Kaplan, și în ultima perioadă și cu grupuri de tip bulb. Datorită turbinelor bulb se pot amenaja în condiții mai economice, prin uzine-baraj cu căderi mici (5 — 10 m), rîurile mari din zona de cîmpie, la care realizarea unor căderi mai mari ar necesita lucrări de îndiguiri importante pentru evitarea inundării terenurilor agricole și a localităților (de exemplu amenajarea Moselei-Franța, Luxemburg, R.F. a G.).

Volumul lacurilor de acumulare ale acestui tip de amenajări permite în general numai o regularizare zilnică sau săptămînală a debitelor. Uzinele fluviale cu căderi mai mici de 6—8 m, care au acumulări reduse, este neesar să fie utilizate ca uzine de bază, funcționînd pe firul apei, din cauza variației relativ mari a căderii în cazul utilizării volumului acumulat.

Amenajările de tip uzină-baraj de cădere mică se pot încadra în condiții optime în peisaj, lacurile de acumulare măresc oglinda de apă și pot fi utilizate pentru sporturi nautice, agrement și regularizarea albiei rîurilor, iar barajele pot fi utilizate pentru trecerea căilor de comunicație.

2.5.2.2. *Uzine-baraj, de cădere mijlocie sau mare.* La acest tip de amenajare clădirea centralei este amplasată la piciorul barajului sau imediat în aval de baraj, pe malul cursului de apă sau subteran într-unul din versanți, în funcție de condițiile locale, lățimea albiei cursurilor de apă și tipul de construcție al barajului. Aducerea apei la turbine se realizează prin conducte forțate scurte care traversează barajul sau prin galerii sub presiune care străbat versanții în care este încastrat barajul.

Acest tip de schemă se utilizează pentru amenajarea fluviilor și a rîurilor mari în zonele de munte și de deal, în special la trecerea lor prin defilee în care nu sînt localități și căi de comunicație importante, precum și în regiunile cu populație rară. În general prin construcția de baraje înalte pe cursurile mari de apă s-au realizat sau se pot amenaja lacuri de acumulare și uzine hidroelectrice importante. Cele mai mari U.H.E. existente sînt construite pe marile fluvii ca uzine-baraj, folosind în numeroase cazuri baraje mai înalte de 100 m, care au permis realizarea de uzine cu puteri instalate de mai multe milioane kW. Lacurile de acumulare foarte mari, de la 10 pînă la peste 150 miliarde $m^3$ ale acestor amenajări, sînt realizate în multe cazuri și pentru alte folosințe, cum sînt amenajările de pe fluviile Volga, Colorado, Nil etc.

De asemenea, acest tip de schemă de amenajare se utilizează pentru folosirea căderii create de barajele care se realizează pentru regularizarea debitelor, în cazul în care nu se justifică adoptarea unei scheme de amenajare cu baraj și derivație. În această situație sînt în general și barajele cu lacuri de acumulare, care se realizează pentru alte folosințe ale apelor, pe cursurile de apă mijlocii sau mici avînd un potențial hidroenergetic redus.

În unele cazuri se adoptă soluția de uzină-baraj și la barajele cu mari lacuri de acumulare, care sînt construite pe cursuri de apă cu potențial hidroenergetic ridicat, din zona superioară a bazinelor hidrografice, pentru ca la treapta de amenajare a sectorului din aval de baraj să nu fie necesar să se realizeze o galerie de aducere cu presiune ridicată.

În cazul barajelor de beton, schema de amenajare a U.H.E. este în general mai simplă, clădirea centralei se amplasează la piciorul barajului lîngă unul din maluri, pentru a permite descărcarea apelor mari peste cealaltă parte a barajului. Aducerea apei se face prin cîte o conductă forțată scurtă care traversează barajul, pentru fiecare turbină, cu prize de apă pe parametrul amonte al barajului. Cînd valea este îngustă centrala se amplasează la mijlocul văii, iar evacuarea apelor mari se face printr-un deversor lateral sau peste centrală printr-un deversor cu profil în salt de ski, iar în cazul unor debite foarte mari prin ambele sisteme (de exemplu U.H.E. Génissiat pe Rhone-Franța (fig. XVIII.8).

Dacă barajul este construit într-un defileu îngust clădirea centralei se amplasează în aval de baraj lîngă unul din maluri sau se împarte în două corpuri așezate lîngă cele două maluri. Aducerea apei se face prin galerii de derivație prin versanți, cu prize de apă în lac de tip normal sau turn. (De exemplu U.H.E. Hoover, pe fluviul Colorado). De asemenea se utilizează și scheme mai complexe cu amplasarea în subteran a centralei într-unul din versanți și cu galerii de aducere, castele de apă, galerii forțate și galerii de fugă scurte, care însă nu măresc sensibil căderea amenajată. (De exemplu U.H.E. Cirkeisk pe rîul Sulak în U.R.S.S. și U.H.E. Aldeadavila pe fluviul Duoro — Spania).

În cazul barajelor din materiale locale din cauza amprizei mari a barajului, a modului de evacuare a apelor mari și a necesității unor aducțiuni mai lungi, se adoptă pentru schema U.H.E. soluții diverse care depind de condițiile locale. Pentru baraje sub 80 m, s-au realizat aducțiuni sub corpul barajului (conducte metalice

în galerii de beton armat) cu prize de apă de tip turn şi uneori cu castele de echilibru înainte de intrarea în centrala amplasată în aval de baraj (de exemplu U.H.E. Mingheciaur pe rîul Cura—U.R.S.S.). În general însă se preferă amplasarea centralei lîngă unul din maluri aval de baraj şi aducerea apei prin galerii de derivaţie, care ocolesc barajul, cu castele de echilibru şi galerii sau conducte forţate în cazul barajelor foarte înalte, cum este schema de amenajare a U.H.E. Nurek de pe rîul Vahş (U.R.S.S.) cu barajul

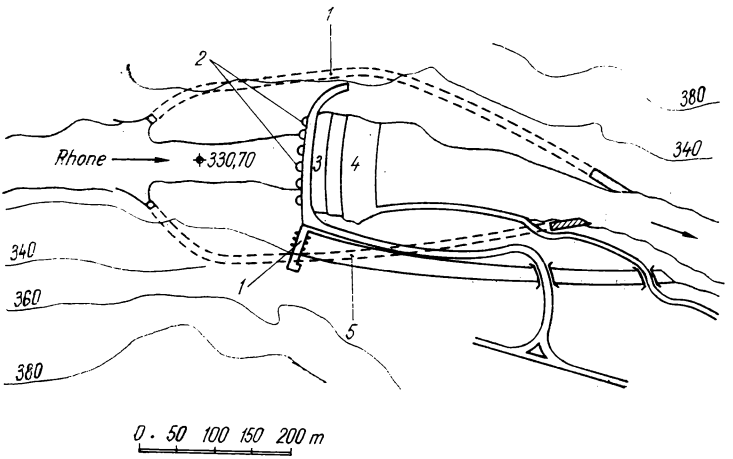



Fig. XVIII.8. Uzină baraj de cădere mare (U.H.E. Génissiat), [11]:
*1* — descărcători de ape mari; *2* — turnuri de priză de apă; *3* — baraj; *4* — centrală electrică; *5* — galerie de derivaţie provizorie.

de 300 m înălţime şi puterea instalată de 2 700 MW. În unele situaţii se realizează centrale subterane şi pe lîngă barajele de materiale locale, cum sînt U.H.E. Serre Ponçon pe rîul Durance (Franţa) şi U.H.E. Infiernillo pe rîul Balsas (Mexic (fig. XVIII.9).

Datorită lacurilor mari de acumulare de care dispun, în general uzinele-baraj de cădere mijlocie şi mare, pot asigura o regularizare sezonieră, anuală sau multianuală a debitelor.

2.5.3. **Scheme de amenajare ale U.H.E. de derivaţie.** La acest tip de schemă întreaga cădere este realizată cu ajutorul unor lucrări de derivaţie a apei (canale, galerii, conducte) de lungime mare.

Prin lucrări de derivaţie se pot amenaja în condiţii raţionale o mare parte din resursele hidroenergetice ale cursurilor de apă, în special a celor cu pantă ridicată pe care se pot amenaja uzine de foarte mare cădere, precum şi pe sectoarele cursurilor de apă pe care din cauza condiţiilor locale nu se pot realiza baraje de reţenţie.

Din cauza regimului de funcţionare *pe firul apei*, fără posibilităţi de adaptare a producţiei la consumul de energie electrică, schemele de amenajare la care întreaga cădere este realizată numai prin lucrări de derivaţie sînt utilizate în mod normal numai în următoarele situaţii [26]:

— pe cursurile de apă din zona de munte, cu pantă ridicată pe care nu sînt amplasamente favorabile pentru acumulări;

— pe cursurile de apă din zona de deal și cîmpie cu văi largi pe care nu se pot realiza acumulări din cauza condițiilor geologice sau a pagubelor aduse prin inundare;

— pe sectoarele cursurilor de apă care au debitele regularizate de acumulări ale U.H.E. din amonte.

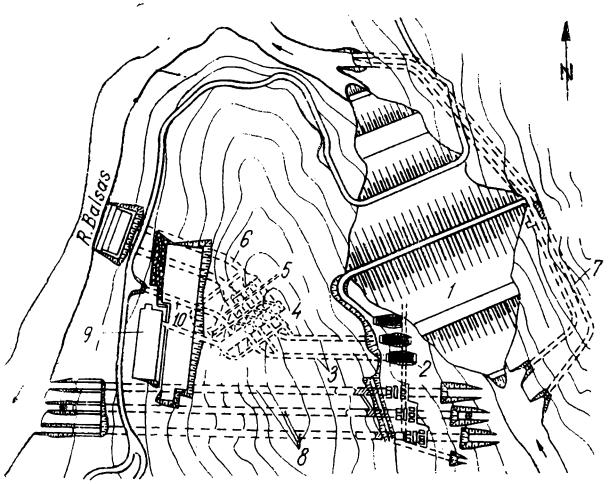



Fig. XVIII. 9. Uzină baraj cu centrală subterană (U.H.E. Infiernillo, Mexic), [6]:

*1* — baraj; *2* — prize; *3* — galerii de aducțiune; *4* — centrală; *5* — castele de echilibru; *6* — galerii de fugă; *7* — galerii de deviere; *8* — evacuatori de ape mari; *9* — stație de transformare; *10* — galerie de acces.

U.H.E. de derivație se amenajează pentru o gamă variată de căderi, de la mai puțin de 5 m pînă la peste 1 000 m și pentru puteri instalate de la mai puțin de 100 kW pînă la puteri de ordinul a 300 MW.

U.H.E. de derivație, cuprind în general: un baraj de mică înălțime pentru derivarea apelor, priza de apă, canale, conducte sau galerii de aducere, cameră sau castel de apă, conducta forțată, clădirea centralei cu echipamentul electromecanic și canal de fugă.

În raport cu căderea amenajată, structura și tipul de construcție al elementelor componente, U.H.E. de derivație se împart în amenajări de cădere mică și de cădere mijlocie sau mare.

2.5.3.1. *Uzine hidroelectrice de derivație de cădere mică.* Acest tip de uzină se amenajează pentru căderi pînă la 25 — 30 m, pe cursul inferior al rîurilor mari și în zonele de deal în care rîurile au văi largi, cu ajutorul unor derivații cu scurgere liberă, constînd din canale de aducere și de fugă, al căror traseu se înscrie pe malurile și terasele din lungul cursurilor de apă.

Clădirea centralei este amplasată lîngă camera de apă, formînd cu aceasta o singură construcție de tip asemănător cu a centralelor baraj de joasă cădere sau este legată de camera de apă prin conducte forțate scurte, funcție de mărimea grupurilor și a căderii. Centralele sînt echipate în general cu turbine de tip Kaplan și pentru căderi mai mici de 10 — 15 m și cu grupuri bulb.

Derivarea apei se face prin baraje de mică înălțime cu vane mobile și prin prize de apă, care trebuie să asigure oprirea pătrunderii în canal a aluviunilor de fund.

Pentru a crea posibilitatea unei compensări orare a debitelor și a reducerii pierderilor prin deversare, canalele de aducțiune se realizează adeseori cu berme orizontale.

Uzine de derivație de cădere mică se realizează pe cursuri de apă care au panta în general mai mare 1— $2^0/_{00}$ și potențialul liniar destul de ridicat pentru ca amenajarea să fie economică.

În numeroase cazuri se amenajează mai multe uzine în cascadă, folosindu-se un singur baraj pentru mai multe uzine așezate în serie pe un canal de derivație, cum sînt cele cinci uzine (U.H.E. Roznov I, Roznov II, Zărnești, Costișa și Buhuși, avînd căderi de 21,00 și 15,50 m) de pe rîul Bistrița.

Pe cursurile mari de apă amenajarea uzinelor de cădere mică se poate combina cu aceea a căilor de navigație.

În comparație cu soluțiile de amenajare cu uzine-baraj soluția cu uzine de derivație prezintă următoarele avantaje:

— în multe cazuri permite realizarea unor uzine de cădere mai mare, fără a necesita inundarea unor suprafețe de teren importante;

— costul lucrărilor de amenajare poate fi mai redus în special în cazul văilor cu panta mai ridicată (peste 3 — $5^0/_{00}$) și cu maluri joase ocupate de terenuri cultivate.

În schimb schemele de amenajare cu uzine de derivație au o serie de dezavantaje, pe lîngă regimul de funcționare dependent de debitele naturale afluente sau de cele care vin de la uzinele din amonte, dintre care se menționează:

— nu se pot adopta canale de derivație pentru amenajarea cursurilor de apă care trec prin localități importante;

— pe sectoarele în care debitele cursurilor de apă sînt derivate, albia naturală capătă un aspect neplăcut și este necesar să se asigure scurgerea pe albie a unui debit de servitute și să se execute lucrări de regularizare a albiei;

— canalele de derivație separă și fac mai dificilă utilizarea terenurilor dintre albia naturală și traseul canalelor și totodată canalele de aducere lungi, cu diguri înalte în umplutură au un efect defavorabil asupra peisajului;

— uzinele de derivație necesită cheltuieli de exploatare și întreținere relativ mai mari.

2.5.3.2. *Uzine hidroelectrice de derivație de cădere mijlocie și mare.* Pe cursurile de apă mijlocii și mici, din zonele de deal și de munte, avînd pante mai mari de 5 — $20^0/_{00}$, se amenajează uzine hidroelectrice cu căderi de la 30 pînă la peste 1 000 m, prin executarea unor lucrări de derivație realizate pe versanții văilor, constînd din canale și conducte de coastă sau din galerii subterane.

Pentru aducțiunile care constau din galerii subterane sau conducte se adoptă, în general, regimul de scurgere sub presiune, pentru a permite o funcționare elastică a centralei. De asemenea se urmărește, în special la uzinele de mare cădere, crearea unor bazine de acumulare, amplasate lîngă camera de apă, în lungul aducțiunii sau la baraj, pentru a se putea realiza o compensare zilnică a debitelor.

Celelalte elemente principale ale amenajărilor prezintă următoarele diferenţe faţă de U.H.F. de joasă cădere:

— camerele sau castelele de apă, în funcţie de tipul aducţiunii, sînt amplasate în subteran sau pe versanţi;

— conductele forţate sînt lungi, depinzînd de căderea amenajată şi de panta versantului pe care sînt amplasate:

— centralele sînt amplasate la piciorul versantului (în aer liber sau în subteran) şi sînt echipate cu grupuri cu turbine Kaplan pentru căderi pînă la 40 — 60 m, cu turbine Francis pentru căderi pînă la 300—500 m şi cu turbine Pelton la căderi mai mari.

În ultimul timp s-au amenajat uzine de derivaţie importante, de mare cădere, prin galerii avînd pînă la 15 — 26 km lungime, care folosesc debitele regularizate,ale unor uzine cu mari lacuri de acumulare din amonte, cum sînt U.H.E. Nendaz ($H$ = 1008 m, $P_i$= 400 MW) din amenajarea Grande Dixence (Elveţia) şi U.H.E. Tavanasa ($H$ = 517 m, $P_i$= 180 MW) pe Rinul superior (Elveţia).

2.5.4. **Scheme de amenajare cu centrale subterane.**. În schemele de amenajare în care centrala este amplasată în subteran, căderea folosită de turbine poate fi realizată prin coborîrea nivelului apoi cu ajutorul unei galerii de fugă lungi, care debuşează în rîu la capătul aval al sectorului amenajat. În cele mai multe cazuri însă centralele sînt amplasate în subteran în cadrul unor scheme de amenajare mixte sau complexe, în care mare parte sau întreaga cădere utilizată de turbine este obţinută cu ajutorul barajului şi a canalului sau galeriei de aducere a apei.

Construcţia uzinelor cu centrale subterane s-a dezvoltat foarte mult la amenajările din regiunea de munte în perioada de după anul 1945, datorită progreselor realizate în executarea lucrărilor subterane. În general se amenajează uzine cu centrale subterane de putere mare şi foarte mare, de la 20 — 30 pînă la peste 1 000 MW şi pentru căderi de la 30 — 40 pînă la 1 200 m.

Factorii principali de care depinde adoptarea unei scheme de amenajare cu centrala în subteran sînt [6, 11 şi 35]:

— structura geologică a terenului pe traseul aducţiunii şi în special în zona centralei este necesar să fie formată din roci compacte şi rezistente;

— condiţiile morfologice dificile pentru construcţia unei centrale la suprafaţă: văi înguste, pericol de avalanşe sau de prăbuşiri de stînci etc.;

— în zonele de altitudine ridicată sau cu climat rece, prin amplasarea în subteran a centralei şi a aducţiunii, se pot evita efectele îngheţului în exploatare şi se poate scurta durata de execuţie a lucrărilor;

— prin amplasarea în subteran a centralei se poate obţine un grad de libertate mai mare la stabilirea schemei de amenajare a uzinei în cadrul condiţiilor topografice ale bazinului şi mărirea căderii totale amenajate cu ajutorul unei galerii de fugă lungi;

— posibilităţile de realizare în condiţii mai economice prin reducerea lungimii aducţiunilor sub presiune şi a consumului de oţel pentru blindaje şi armare, prin reducerea numărului de trepte de cădere şi mărirea puterii unitare a grupurilor;

— se asigură protecţia împotriva atacurilor aeriene şi se reduc efectele negative ale amenajării asupra peisajului.

Prin amplasarea centralei în subteran sînt necesare unele lucrări suplimentare: căi de acces, ventilaţie, galerii de cable etc.

Din punctul de vedere al schemei de amenajare se deosebesc trei tipuri de dispoziţie a amplasamentului cenralei:

— dispoziţia amonte a centralei subterane. Căderea este creată cu ajutorul galeriei de fugă şi a barajului sau se foloseşte o cădere naturală. Traseul aducţiunii

și a puțului forțat este în general scurt și fără castel de echilibru. Galeria de fugă poate fi cu scurgere liberă sau sub presiune și cu castel de echilibru aval de centrală. (De exemplu U.H.E. Harspranget — Suedia avînd $H = 108$ m și $P_i = 350$ MW);

— dispoziția intermediară a centralei subterane. Căderea este creată în general de baraj, galeria de aducere și galeria de fugă. Acest tip de schemă are avantajul reducerii lungimii aducțiunii sub presiune și a măririi căderii amenajate cu ajutorul galeriei de fugă, pentru care se adoptă lungimi pînă la peste 10 km (la U.H.E, Gh. Gheorghiu-Dej pe Argeș 11,90 km). Cu acest tip de schemă se pot amenaja sectoare de rîu pînă la peste 25 — 30 km lungime, prin uzine de cădere și putere instalată mare (U.H.E. Inguri U.R.S.S. $H = 445$ m și $P_i = 1\,400$ MW, U.H.E. Lotru $H = 809$ m, $P_i = 500$ MW);

— dispoziția aval a centralei subterane. Căderea este creată prin galerie de aducere și baraj, galeria de fugă fiind scurtă. Prin amplasarea în subteran a centralei se urmărește înlocuirea conductelor forțate prin puțuri forțate, la care o parte din presiunea apei este preluată de rocă, reducîndu-se cantitatea de tolă metalică. Se utilizează foarte des la uzine de derivație de putere mare avînd căderi mari și foarte mari [U.H.E. Kemano — 1 660 MW și Bersimis — 960 MW (Canada), U.H.E. Fionnay 340 MW și Nendez — 400 MW, (Elveția), U.H.E. La Bathie — 500 MW (Franța)].

2.5.5. **Scheme de amenajare a uzinelor cu baraj și derivație și a uzinelor cu scheme complexe de mare putere.** La schemele de amenajare ale uzinelor cu baraj și derivație căderea utilizată este creată prin construcția unui baraj cu lac de acumulare și a unei derivații de lungime mare. Cu ajutorul acestei scheme se pot folosi avantajele celor două tipuri simple de schemă.

Acest tip combinat de schemă este utilizat foarte des, în special pentru cursurile de apă mijlocii și mici din regimurile de munte, pentru amenajarea de uzine de vîrf de mare putere. Debitele medii folosite fiind în general cuprinse între 3 și 20 $m^3/s$, pentru regularizarea lor sînt necesare lacuri de acumulare a căror volum util este cuprins între 30 și 300 milioane $m^3$.

Pe lîngă schemele simple de uzine cu baraj și derivație, corespunzătoare amenajării unui singur curs de apă, se utilizează scheme de amenajare conjugate sau complexe, prin care se realizează concentrarea debitelor, de pe mai multe cursuri de apă sau de pe toate văile din zona superioară a unor bazine hidrografice, într-o singură amenajare de mare putere.

În general uzinele cu baraj și derivație, se construiesc pentru o gamă largă de căderi, de la circa 15 m pînă la peste 1 500 m și pentru puteri instalate care au valori de la cîțiva MW pînă la peste 1 000 MW. Uzinele cu scheme complexe se amenajează în general pentru căderi mai mari de 200 m și pentru puteri mai mari de 30 — 40 MW.

Pentru schemele de amenajare clasice, simple, ale uzinelor cu baraj și derivație, elementele componente principale sînt un baraj cu lac de acumulare, priza de apă, aducțiunea în galerie sub presiune, castel de apă, conducta forțată, centrala electrică și canalul de fugă.

2.5.5.1. *Uzine hidroelectrice cu baraj și derivație de cădere mică.* Pe cursurile de apă importante din regiunile de deal și de cîmpie, care au panta mai mare de $1-2‰$, se poate utiliza acest tip de amenajare pentru căderi cuprinse în general între 15—30 m, în special în cazul rîurilor a căror debite sînt regularizate de amenajările din amonte.

Barajul acestor uzine realizează lacuri care permit o compensare zilnică sau săptămînală a debitelor, iar derivația este formată dintr-un canal cu berme orizontale, astfel ca să permită funcționarea centralei cu sarcini variabile și cu variațiile de nivel din lac necesare compensării zilnice sau săptămînale. Amplasamentul centralei se alege în funcție de topografia locală și de compensarea terasamentelor între lucrările de la baraj, canalul de aducere și canalul de fugă.

Acest tip de amenajare s-a utilizat la mai multe U.H.E. de pe rîul Bistrița (Vaduri, Racova, Gîrleni, Bacău I și II) și de pe Argeș (Oiești și Cerbureni) avînd căderi de 15, 20 și 26 m și puteri instalate între 15 și 44 MW.

Pentru căderi mici acest tip de amenajare este mai avantajos decît tipul de U.H.E. cu derivație, din cauza posibilității de funcționare în regim variabil, iar față de tipul U.H.E. baraj de aceeași cădere, poate fi mai economic din cauza reducerii suprafeței de teren inundate.

2.5.5.2. *Uzine hidroelectrice de cădere mijlocie și mare cu scheme de amenajare simple.* Elementele componente ale acestui tip de amenajare corespunde schemei clasice de uzină cu baraj și derivație.

Se utilizează în general pentru amenajarea rîurilor cu debite mari și mijlocii din regiunile de deal și de munte, pe care există amplasamente favorabile pentru realizarea unor acumulări importante și, în aval de acestea, pante mai mari de $5-20^0/_{00}$, sau un curs cotit, precum și condiții geologice favorabile executării unor galerii de aducere sub presiune. Conducta forțată și centrala se construiesc la suprafață sau în subteran, alegerea soluției depinzînd în special de calitatea rocilor în zona amplasamentului nodului de presiune. Lacurile de acumulare create asigură în mod normal o regularitate sezonieră, anuală sau multianuală a debitelor.

Acest tip de schemă este destul de răspîndit, existînd numeroase uzine de mare putere (de exemplu U.H.E. Inguri cu $P_i = 1\,400$ MW, $V_u = 1{,}25$ miliarde m$^3$, aducțiune 9,50 km; $H = 445$ m (U.R.S.S.), U.H.E. V.I.Lenin de pe Bistrița cu $P_i = 210$ MW, $V_u = 930$ milioane m$^3$, aducțiune 4,70 km, $H = 143$ m.

2.5.5.3. *Uzine hidroelectrice cu cădere mijlocie și mare cu scheme combinate.* Pentru amenajarea mai economică a cursurilor de apă confluente sau apropiate și pentru concentrarea potențialului lor într-un număr mai mic de centrale cu puteri mai mari, se folosesc diverse tipuri de scheme combinate sau conjugate de amenajare, în care se prevăd două sau mai multe baraje cu aducțiuni care se unesc sau alimentează grupuri cu căderi diferite, în aceeași centrală [11, 30 și 40].

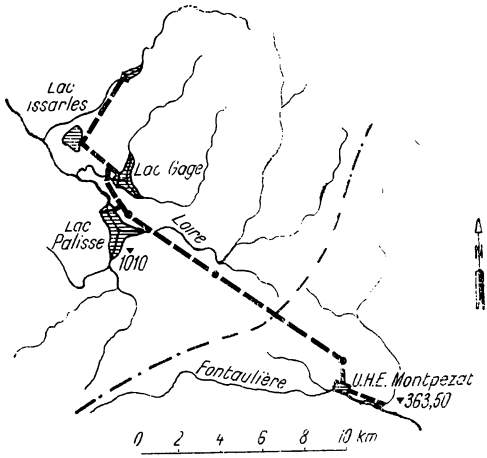



Fig. XVIII. 10. Schema de amenajare a U.H.E. Montpezat (Franța), [11].

Tipurile principale de soluții utilizate sînt:

— scheme de amenajare combinate în Y a văilor confluente, care se utilizează destul de des; pe fiecare curs de apă se realizează un baraj de la care pleacă aducțiuni care se unesc la castelul de apă (de exemplu U.H.E. Dobrești pe rîul Ialomița, $P_i$= 16 MW, $H$ = 304 m) sau în cazul unor căderi diferite centrala poate avea două sau chiar trei conducte forțate, cu turbinele corespunzătoare (ca de exemplu U.H.E. Crăinicel pe rîul Bîrzava). Deoarece barajele create au posibilități de acumulare diferite, se urmărește ca barajele cu acumulări mici să fie amplasate la cote mai ridicate sau să se includă în schemă grupuri de pompaj pentru asigurarea acumulării apei;

— scheme de amenajare cu captări secundare racordate la aducțiunea principală, cu ajutorul cărora sînt colectate debitele văilor secundare peste care trece traseul aducțiunii;

— scheme de amenajare conjugate a cursurilor de apă paralele, sau apropiate, între care există diferențe mari de nivel. În cazul cursurilor de apă din același bazin hidrografic, pe care există posibilități de acumulare, se poate utiliza diferența de cădere prin executarea unor galerii transversale și realizarea în acest mod a unor uzine cu baraj și derivație (de exemplu uzinele prevăzute la Drăgan Remeți și Bisca Buzău). Amenajări importante se pot realiza cu acest tip de schemă folosind diferența de nivel dintre cursuri de apă din bazine hidrografice diferite. (De exemplu U.H.E. Montpezat din Franța cu $P_i$ = 132 MVA și $H$ = 640 m fig. XVIII.10).

2.5.5.4. *Uzine hidroelectrice de cădere mare cu scheme complexe.* Prin utilizarea schemelor de amenajare complexe se urmărește valorificarea maximă posibilă în condiții economice a potențialului hidroenergetic important de care dispun cursurile de apă din zona superioară a bazinelor hidrografice. În acest scop, schemele de amenajare complexe

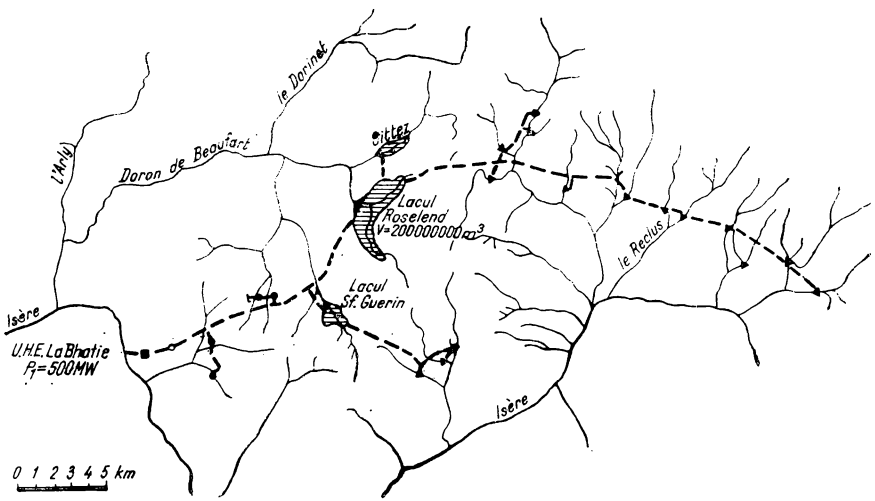



Fig. XVIII. 11. Schema de amenajare complexă a U.H.E. Roselend — La Bathie [11].

se axează în general pe realizarea unor acumulări importante, capabile să asigure o regularizare anuală a debitelor, amplasate fie pe cursul superior al unei văi principale, fie pe un afluent sau o altă vale din zona superioară, pe care se găsesc condiții de teren favorabile. În aceste acumulări sînt concentrate debitele unui număr mare de cursuri de apă și văi din același bazin și din bazinele învecinate, prin construirea unor sisteme lungi de aducțiuni secundare [6, 11 și 35].

Astfel s-au realizat sisteme complexe de aducțiuni secundare în lungime de mai multe zeci de km, la o serie de U.H.E. importante (Batak 153 km și Sestrimo 128 km — Bulgaria, Grande Dixence 92 km — Elveția, La Bathie-Roselend 50 km — Franța etc.). În unele cazuri pentru colectarea apelor unor văi se folosesc stații de pompare importante (La Grande Dixence 5 stații avînd $P_i = 185$ MW).

În cadrul acestor scheme complexe se urmărește și concentrarea căderilor disponibile într-o singură U.H.E. de foarte mare cădere (La Bathie — 1 200 m, Mont-Cenis — 880 m) sau în 2 — 3 trepte de mare cădere (300 — 400 m), folosind aducțiuni principale lungi de 10 — 20 km și amplasarea în subteran a centralelor.

În general, prin aceste scheme s-au realizat U.H.E. de mare putere (între 100—500 MW), care datorită acumulărilor și căderilor importante de care dispun sînt echipate ca centrale de vîrf. În fig. XVIII.11 se arată schema U.H.E. la Bathie-Roselend cu $P_i = 500$ MW și $H = 1\,200$ m, care folosește o acumulare mare ($V_u = 200$ mil m$^3$) pe un afluent secundar și în fig. XVIII.12 schema complexă a U.H.E. Lotru — cu $P_i = 500$ MW, $H = 809$ m, cu o acumulare $V_u = 300$ mil m$^3$ pe rîul Lotru și cu 128 km aducțiuni secundare.

În unele cazuri se realizează prin schemele complexe transfer de debite în bazine deficitare sau galerii de legătură între cascade de U.H.E. de pe cursuri de apă diferite pentru utilizarea apei după necesitățile folosințelor (de exemplu schemele U.H.E. Snowy Mountains din Australia).

2.5.6. **Scheme de amenajare a uzinelor hidroelectrice cu acumulare prin pompaj** U.H.E.A.P.). Schemele de amenajare ale U.H.E.A.P. sînt mai simple decît ale U.H.E. gravitaționale, elementele componente și volumul lucrărilor de construcție ale acestor uzine fiind relativ mai reduse.

Pentru amenajările și instalațiile de acumulare prin pompaj se deosebesc trei tipuri de schemă: U.H.E.A.P. de pompaj pur, U.H.E.A.P. mixte și stații de pompare incluse în schemele unor U.H.E. gravitaționale [6, 22 și 27].

2.5.6.1. *Uzine de pompaj pur.* Aceste uzine nu folosesc potențialul hidroenergetic al cursurilor de apă, ci numai energia electrică acumulată prin pompaj. Uzinele de acest tip sînt în general formate din două lacuri de acumulare, un lac superior și altul inferior, centrala electrică echipată cu grupuri de trei mașini (generator — turbină — pompă) sau cu două mașini (generator — turbină — pompă reversibilă), conducta forțată, care în mod normal leagă direct priza de apă din lacul superior cu centrala, și stația electrică pentru racordul la sistem (fig. XVIII.2, *a*)

Amplasarea acestor uzine se face de preferință în regiunile cu consum mare de energie de vîrf, funcție de posibilitățile de realizare a celor două lacuri, astfel încît conducta forțată să fie cît mai scurtă. Condiții naturale favorabile se găsesc mai ales în regiunile de munte.

Lacul superior se realizează în general fie prin construcția de baraje pe văi secundare situate în condiții favorabile, fie prin crearea unor bazine artificiale pe platouri sau culmi

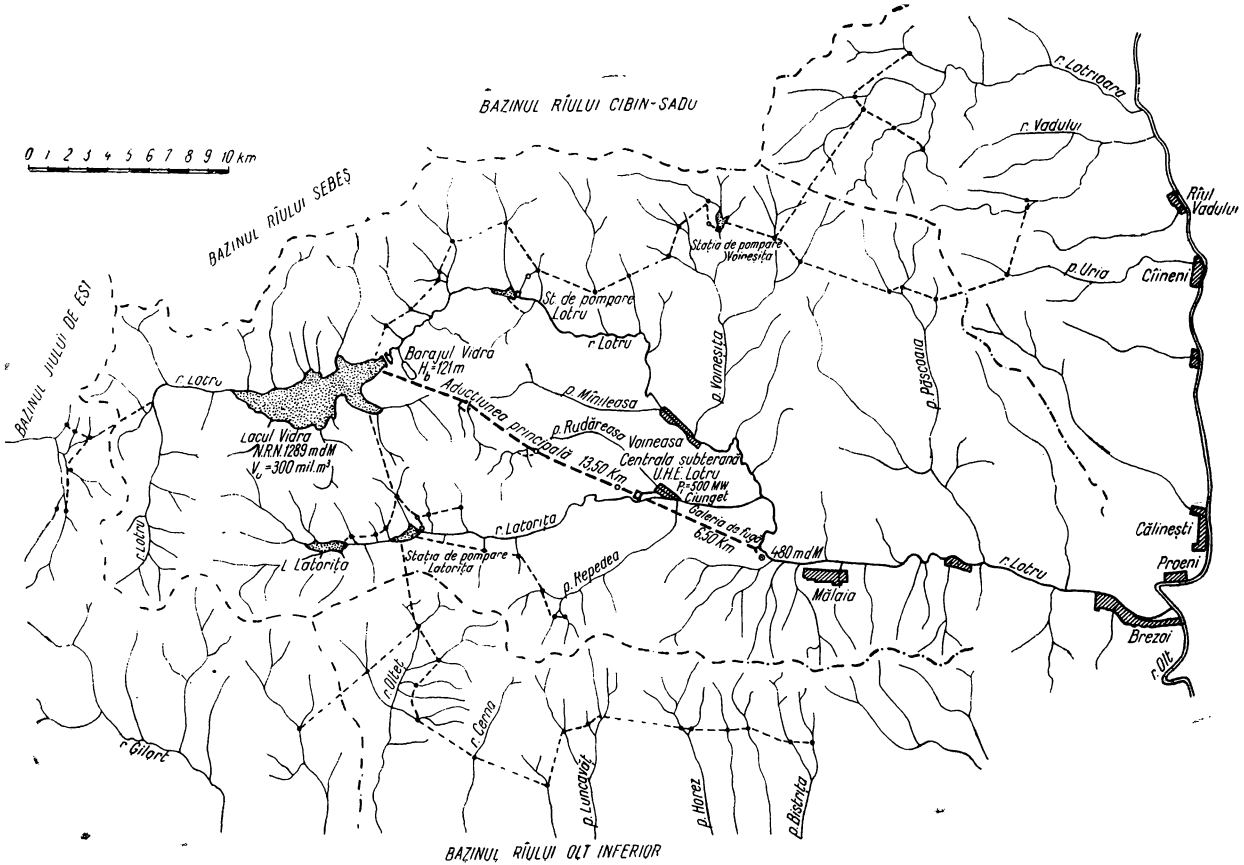



**Fig. XVIII.12. Schema de amenajare complexă a U.H.E. Lotru.**

teşite. Pentru crearea lacului inferior se construiesc baraje pe cursuri de apă sau se utilizează lacurile de acumulare ale unor U.H.E. sau lacuri naturale. În cazul în care apa se pompează dintr-un rîu important poate să nu fie necesar un lac inferior.

Uzinele cu pompaj pur se amenajează în general pentru căderi cuprinse între circa 25 m (Sir Adam Beck $P_i$ = 200 MW, Canada) şi pînă la peste 600 m (Wehr $P_i$ = 700 MW,

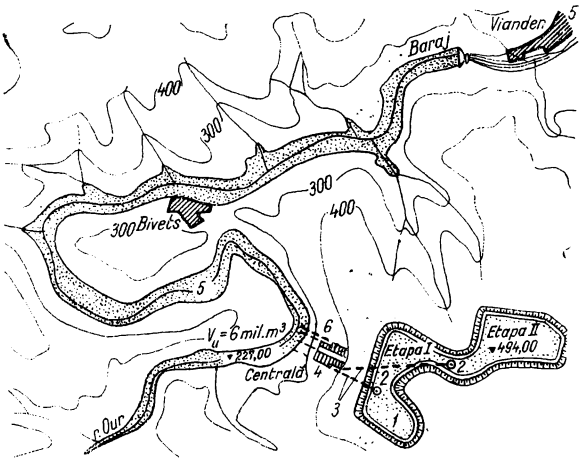



Fig. XVIII. 13. Schema de amenajare a U.H.E.A.P. — — Vianden (pompaj pur):

*1* — bazin superior; *2* — prizele de apă; *3* — aducţiuni; *4* — centrală subterană; *5* — bazin inferor; *6* — galerii de fugă.

— R.F. a G.). Căderile optime din punctul de vedere al randamentului şi al costului grupurilor sînt cuprinse între 250 şi 400 m. De asemenea, uzinele de pompaj pur se realizează pentru o gamă largă de puteri, existînd tendinaţa de mărime a puterii unitare a grupurilor şi a puterii centralelor, uzina cu puterea instalată maximă avînd 900 MW (Vianden — Luxemburg), iar în construcţie 2 000 MW (Cornwall — S.U.A.).

La amenajările de mare cădere (peste 200 m) centrala şi conductele forţate se realizează în general în subteran (Vianden, fig. XVIII.13).

2.5.6.2. *Uzine de pompaj mixte.* La acest tip de uzine folosirea posibilităţilor de acumulare a energiei electrice prin pompaj este combinată cu amenajarea de U.H.E. gravitaţionale.

Amenajări de acest tip s-au construit pentru puteri pînă la 400 MW şi căderi ale grupurilor de pompaj pînă la 1 000 m.

Condiţii favorabile pentru realizarea unor uzine cu pompaj mixte le prezintă schemele U.H.E. gravitaţionale prevăzute cu lacuri de acumulare în amonte şi în aval care au aducţiuni scurte. Puterea instalată a acestor uzine poate fi mărită prin instalarea în centralele respective a unor grupuri de pompaj (generator — turbină — pompă), prevăzîndu-se în acest scop o capacitate de transport corespunzătoare pentru aducţiune şi coborîrea nivelului sălii maşinilor, pentru a se asigura contrapresiunea necesară la pompe,

În cazul unor amenajări cu lacuri de acumulare mari se poate obține o utilizare mai bună a pompajului, prin realizarea compensării sezoniere a ciclului de pompare și turbinare și prin mărirea producției de energie în lunile de iarnă. Scheme de pompaj mixte se utilizează adeseori și pentru uzine amenajate în cascadă, avînd la treapta din amonte un lac mare de acumulare (de exemplu U.H.E.A.P. Schluchsee din R.F.G. cu trei uzine, avînd în total $P_i = 435$ MW).

De asemenea, prin amenajarea unor uzine de pompaj mixte se pot utiliza posibilitățile de acumulare amplasate la cote ridicate care nu pot fi umplute cu debitele naturale (de exemplu U.H.E.A.P. Lűnersee, Austria, cu $P_i = 230$ MW și $H = 978$ m).

Adeseori se amenajează uzine de pompaj mixte în cadrul unor cascade de U.H.E. cu scheme complexe, la care se utilizează pompajul pentru acumularea apei, care vine de pe diferența de bazin sau de pe o aducțiune cu acumulare mică, într-o acumulare mare situată la nivel superior, pentru a fi utilizată în lunile de iarnă pe întreaga cascadă (ca de exemplu la cascade de U.H.E. Gougra Motec, Elveția, fig. XVIII.14).

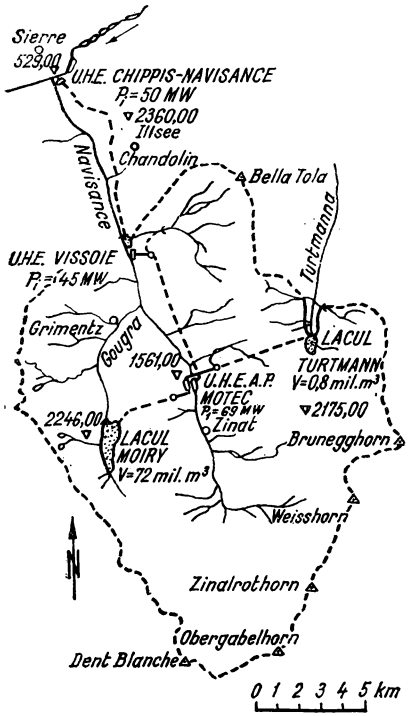



Fig. XVIII. 14. Schema de amenajare complexă a U.H.E.A.P. Motec Gougra (pompaj mixt), [6].

2.5.6.3. *Stații de pompare pentru acumularea energiei.* În schemele de amenajare a U.H.E. complexe sînt utilizate stații de pompare cu ajutorul cărora se pompează apa colectată prin aducțiuni secundare situate la niveluri mai mici decît nivelul de retenție al acumulării principale.

În general, aceste stații pompează apa dintr-un bazin compensator, în care se acumulează apa în orele de vîrf sau de încăr care mare a sistemului energetic, cînd pompele nu funcționează, Clădirea stației se amplasează imediat în aval de bazin și este legată printr-o conductă forțată cu aducțiunea secundară, care transportă apa la baraj sau în aducțiunea principală.

## 2.6. METODOLOGIA ELABORĂRII SCHEMELOR DE AMENAJARE HIDROENERGETICE A BAZINELOR HIDROGRAFICE

Pentru a se asigura valorificarea maximă posibilă în condiții tehnice și economice favorabile a resurselor hidroenergetice, este necesar ca pentru bazinul fiecărui curs de apă important să se elaboreze schema de amenajare hidroenergetică optimă.

Prin această schemă generală se stabilesc:

— posibilitățile de creare de lacuri de acumulare, volumul lor și influența asupra regularizării debitelor;

— împărţirea pe sectoare şi trepte de cădere a cursurilor de apă;

— tipul şi schemele de amenajare a uzinelor hidroelectrice pentru fiecare sector, precum şi posibilităţile de combinare a schemelor sau de derivare a debitelor din bazinele învecinate;

— parametrii principali ai uzinelor: puterea instalată, producţia anuală de energie, volumul acumulărilor, regimul de exploatare şi încadrarea în sistemul energetic;

— volumele principale de lucrări şi indicii energo-economici ai fiecărui U.H.E.;

— influenţa amenajării uzinelor hidroelectrice asupra altor folosinţe ale apelor şi posibilităţi de realizare a unor lucrări comune.

Pentru stabilirea soluţiei optime este necesar să se studieze mai multe variante de scheme, pe baza analizei condiţiilor naturale din fiecare bazin: forma reţelei hidrografice repartiţia potenţialului, condiţiile geologice etc. Totodată este necesar să se urmărească, în special în regiunea superioară a cursurilor de apă, folosirea posibilităţilor de creare de lacuri de acumulare importante pentru elaborarea de scheme de amenajare cu uzine de vîrf de mare putere.

Stabilirea schemei de amenajare hidroenergetice optime a unui bazin sau a unui sector de rîu, se face pe baza comparaţiei tehnico-economice între variantele de schemă raţionale, ţinînd seama de influenţele complexe pe care le are fiecare variantă asupra acoperirii necesităţilor de putere şi energie electrică, asupra altor folosinţe ale apelor, precum şi asupra localităţilor, terenurilor agricole şi căilor de comunicaţie.

# 3. STABILIREA PARAMETRILOR AMENAJĂRILOR HIDROENERGETICE. PLANURI DE EXPLOATARE ŞI CALCULE ENERGO-ECONOMICE

## 3.1. GENERALITĂŢI. FACTORII CARE AU INFLUENŢĂ ASUPRA STABILIRII PARAMETRILOR AMENAJĂRILOR HIDROELECTRICE

În general uzinele hidroelectrice sînt construite pentru a fi interconectate cu centrale termoelectrice, hidroelectrice şi nucleare electrice, în cadrul unui sistem energetic naţional sau regional.

În cadrul sistemelor energetice parametrii şi regimul de funcţionare a diferitelor tipuri de centrale interconectate se stabilesc în funcţie de caracteristicile lor, astfel ca pe ansamblul sistemului să se realizeze soluţia optimă de producere a energiei electrice.

În cazul uzinelor hidroelectrice se poate asigura folosirea integrală a capacităţii de producere de energie a fiecărei centrale şi totodată se pot utiliza şi posibilităţile pe care le au uzinele cu acumulare pentru acoperirea zonelor de vîrf a curbelor de sarcină, permiţînd funcţionarea optimă în regim de bază a centralelor termoelectrice cu parametri superiori.

La stabilirea parametrilor şi a regimului de exploatare a uzinelor hidroelectrice este necesar să se ţină seama de mai mulţi factori, cei mai importanţi fiind:

— dezvoltarea consumului de energie electrică, regimul curbelor de sarcină şi necesităţile de putere şi energie de vîrf, semivîrf şi bază;

— posibilitățile de acoperire a consumului de energie, structura centralelor, caracteristicile lor tehnice și funcționale, acoperirea curbelor de sarcină și rezervele de putere necesare;

— rolul diverselor tipuri de uzine hidroelectrice în cadrul sistemului energetic, regimul de funcționare, calitatea energiei și valoarea economică a producției lor;

— regimul hidrologic al cursurilor de apă amenajate, planul de exploatare al acumulărilor și debitele asigurate pentru producția de energie electrică;

— variația investițiilor și a cheltuielilor anuale ale amenajărilor hidroenergetice în raport cu parametrii examinați;

— principiile și metodele de calcul energo-economice utilizate pentru stabilirea eficienței economice și a parametrilor amenajărilor hidroenergetice.

## 3.2. DEZVOLTAREA CONSUMULUI DE ENERGIE ELECTRICĂ ȘI REGIMUL CURBELOR DE SARCINĂ

3.2.1. **Dezvoltarea consumului de energie electrică.** Creșterea continuă a producție de energie electrică este necesară pentru asigurarea dezvoltării tuturor ramurilor economiei naționale. Necesitățile de consum de energie electrică se dezvoltă cu ritmuri de creștere care variază în cele mai multe țări între 5 și 15 % anual, media mondială fiind de circa 7 %.

În Republica Socialistă România se realizează în perioada actuală ritmuri anuale de creștere a consumului de energie electrică mai ridicate decît în celelalte țări, sporul mediu fiind de circa 18 %, producția de energie pentru consumul intern crescînd de la 7,10 TWh în anul 1960 pînă la 34 TWh în anul 1970. Pentru perioada anilor 1971—1980 se prevede menținerea unui ritm înalt de dezvoltare a consumului de energie electrică, în anul 1980 urmînd să se realizeze o producție de peste 80 TWh.

Consumatorii de energie electrică se împart în următoarele categorii principale: industrie, construcții, transport, agricultură, utilizări casnice, luminat pentru servicii publice, comerț și gospodărie comunală, care sînt caracterizate prin regimuri de consum diferite.

Pentru țara noastră structura consumului de energie electrică este caracterizată prin ponderea importantă pe care o are consumul de energie electrică al industriei, care în situația actuală reprezintă circa 76 % din consumul net total.

Consumul de energie electrică pentru utilizări casnice, luminat și gospodărie comunală, însumează circa 18 % din consumul net total.

Pentru viitor, consumul industriei își va menține ponderea importantă, proporția lui însă față de consumul total va scădea cu cîteva procente. Consumul pentru transport și cel pentru agricultură vor avea creșteri relativ importante în special datorită electrificării căilor ferate și a extinderii suprafețelor irigate. De asemenea se prevede un ritm de creștere mai accentuat al consumului pentru utilizări casnice și gospodăria comunală, în urma electrificării tuturor localităților din țară.

3.2.2 **Regimul curbelor de sarcină ale sistemelor energetice, zonele lor caracteristice și evoluția în viitor.** 3.2.2.1. *Regimul și forma curbelor de sarcină zilnice.* Puterea totală care trebuie să fie produsă de centralele sistemului energetic este dictată în fiecare moment de necesitățile de putere însumate ale consumatorilor, care, au variații zilnice, săptămînale și sezoniere caracteristice. Pentru fiecare țară forma și regimul curbelor de sarcină prezintă anumite aspecte caracteristice care depind de structura și ponderea diferitelor categorii de consumatori, de variația condițiilor naturale și climatice în decursul

anului, de programul de lucru şi zilele de repaos, de situaţia economică şi obiceiurile de viaţă ale populaţiei, de tarifele de vînzare ale energiei electrice şi de măsurile de limitare ale consumului în orele de vîrf [44].

În ţara noastră curbele de sarcină din zilele de lucru prezintă două vîrfuri de sarcină: un vîrf de dimineaţă şi un vîrf de seară mai accentuat, precum şi două intervale de sarcină mică: un minim de noapte, mai accentuat şi cu durată mai mare (golul de noapte) şi un minim mai puţin accentuat în orele de după amiază (golul de după amiază), ale căror forme, amplitudine, durată şi succesiune orară variază în cursul lunilor anului. Sarcina minimă din orele de noapte coboară pînă la circa 70—75% din sarcina de vîrf de seară.

Curbele de sarcină din zilele de repaos au o formă deosebită, cu un singur vîrf de seară, a cărui valoare maximă reprezintă 70—80% din vîrful maxim al zilelor de lucru. În cursul zilei sarcina la golul de după amiază scade pînă la 50—60% din vîrful zilelor de lucru şi la fel în nopţile care urmează după zilele de repaus,

3.2.2.2. *Zonele de sarcină caracteristice şi indicii curbelor de sarcină.* Curbele de sarcină ale zilelor de lucru se împart în trei zone de sarcină caracteristice, după cum se arată în fig. XVIII.15 şi anume:

— z o n a d e v î r f, corespunzătoare sarcinilor variabile, ale vîrfurilor de dimineaţă şi de seară, situate deasupra sarcinei minime dintre cele două vîrfuri (golul de zi), care se pot acoperi în mod normal de centrale electrice ce pot funcţiona cu sarcini variabile şi pot fi pornite şi oprite de două ori în decursul unei zile;

— z o n a d e s e m i v î r f, cuprinsă între sarcina la golul de zi şi sarcina la golul de noapte, care se acoperă în mod normal de centrale care pot fi oprite sau cărora li se poate reduce sarcina în cursul nopţii;

— z o n a d e b a z ă, situată sub sarcina minimă de noapte care se acoperă de centrale care este necesar să aibă o funcţionare continuă în tot cursul zilei.

Pentru caracterizarea acestor trei zone se folosesc următorii indici:

— i n d i c e l e z o n e i d e v î r f, reprezentînd raportul dintre sarcina la golul de zi şi sarcina maximă $\alpha = \frac{P_{min.\ zi}}{P_{max}}$;

— i n d i c e l e z o n e i d e b a z ă (sau de variaţie a sarcinii zilnice), reprezentînd raportul dintre sarcina minimă la golul de noapte şi sarcina maximă $\beta = \frac{P_{min\ noapte}}{P_{max}}$;

— i n d i c e l e d e a p l a t i z a r e s a u c o e f i c i e n t u l d e u t i l i z a r e a sarcinii maxime, reprezentînd raportul dintre sarcina medie şi sarcina maximă $\gamma = \frac{P_{med}}{P_{max}}$.

În z i l e l e d e r e p a u s, datorită formei diferite a curbelor de sarcină, se calculează numai indicii $\beta$ şi $\gamma$.

Pentru stabilirea energiei corespunzătoare celor trei zone ale curbei zilnice de sarcină şi pentru studiul acoperirii lor, se calculează curba de durată a puterilor şi curba integrală a energiei consumate $E = \int_{P_{max}}^{0} t\,dP$ [kWh], (fig. XVIII.15).

3.2.2.3. *Variaţiunile săptămînale ale regimului curbelor de sarcină.* În zilele de lucru ale unei săptămîni curbele de sarcină sînt asemănătoare, avînd totuşi variaţiuni limitate de $\pm$ 2...3% de la o zi la alta, datorită în special modificării condiţiunilor meteorologice.

În zilele de repaos sarcina medie reprezintă între 77 — 82% din aceea a zilelor de lucru, iar în ziua de lucru care urmează după ziua de repaos circa 93—94%, din cauza sarcinii de noapte mai scăzute.

Energia necesară pentru compensarea variațiilor de consum corespunzătoare zonelor de vîrf a curbelor de sarcină, dintre zilele de lucru și de repaos ale unei săptămîni, este cu circa 1,30—1,60 ori mai mare decît energia de vîrf medie zilnică din această săptămînă, respectiv cu circa 2,00—2,30 ori mai mare în cazul unei săptămîni cu două zile de repaos succesive.

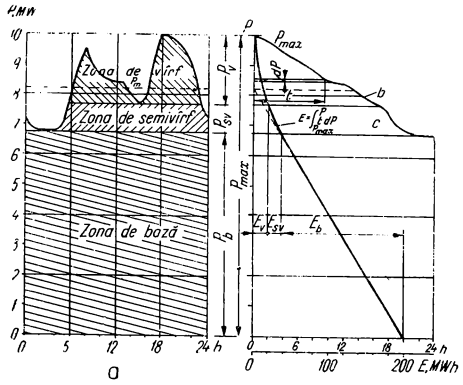



Fig. XVIII. 15. Zonele caracteristice ale curbelor de sarcină zilnice *a*, curba de durată *b* și curba integrală a energiei *c*.

3.2.2.4. *Variațiile regimului curbelor de sarcină în decursul lunilor unui an.* Curbele zilnice de sarcină au în cursul anului variațiuni caracteristice, în funcție de anotimp și

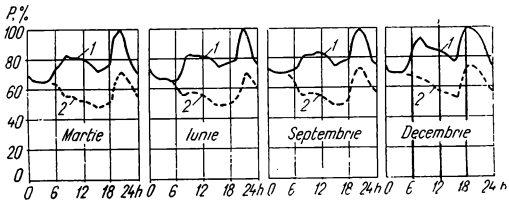



Fig. XVIII.16. Curbele de sarcină zilnice din lunile martie, iunie, septembrie și decembrie:
*1* — zi de lucru; *2* — zi de repaus.

lună, atît în ce privește forma și durata zonelor de vîrf a curbelor de sarcină, cît și în ceea ce privește puterile de vîrf maxime și energia corespunzătoare.

În fig. XVIII.16 sînt prezentate în valori relative curbele de sarcină caracteristice din zilele de lucru și repaus din lunile martie, iunie, septembrie și decembrie.

Variaţiile de la o lună la alta a formei curbelor de sarcină se manifestă în primul rînd prin intervalele în care apar vîrful de dimineaţă şi vîrful de seară, şi prin forma şi durata acestor vîrfuri. În lunile de vară vîrful de seară este ascuţit şi durează circa 3 — 4 h. În lunile de iarnă vîrful de seară are o durată mai mare, fiind de circa 5 — 6 h. Golul de noapte are în lunile de vară o durată de aproape 7 — 8 h, iar în lunile de iarnă numai circa 6 h.

Indicii caracteristici ai curbelor de sarcină au în zilele de lucru medii următoarele limite de variaţie :

— indicele zonei de vîrf $\alpha$ are valori mai mari în lunile de vară şi iarnă (0,82—0,80) decît în lunile de primăvară şi toamnă (0,77—0,78) ;

— indicele zonei de bază $\beta$ are de asemenea valori mai mari în lunile de vară şi iarnă (0,77—0,74), scăzînd la 0,73—0,74 în unele luni de primăvară şi toamnă ;

— indicele de aplatizare $\gamma$ are valori destul de ridicate în toate lunile anului, fiind cuprinse între 0,84—0,81 în lunile de iarnă şi vară şi 0,78 — 0,80 în lunile de primăvară şi toamnă.

Pentru stabilirea puterilor şi a energiilor corespunzătoare zonelor de vîrf, semivîrf şi bază se calculează pentru fiecare lună curba de sarcină medie a zilei de lucru, curba de durată lunară a puterilor şi curba integrală lunară a energiei, după cum se arată în fig. XVIII.17, pe care s-au delimitat cele 3 zone caracteristice.

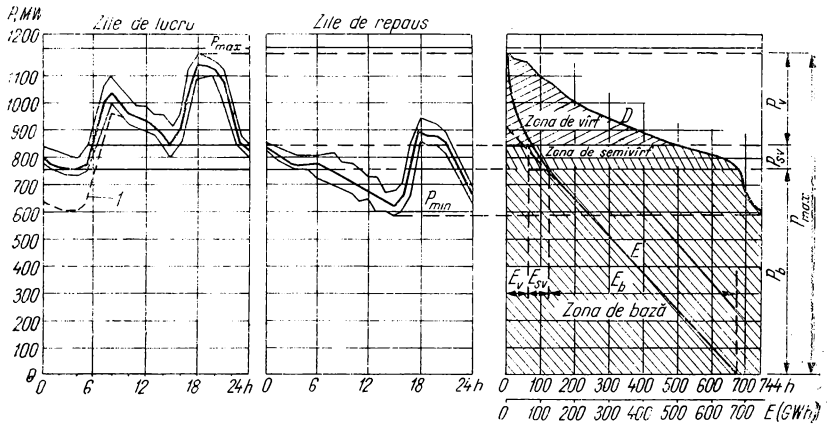



Fig. XVIII. 17. Curbele de sarcină medii şi limitele între care variază sarcina, curba de durată a puterilor $D$ şi curba integrală a energiei $E$ pentru o lună de iarnă (decembrie) :

*1* — limita de scădere a sarcinii după o zi de repaus.

Cu ajutorul curbei integrale lunare a energiei se poate stabili ponderea procentuală a energiei de vîrf, semivîrf şi bază, duratele de utilizare lunare a puterilor respective, energia corespunzătoare diferitelor intervale de putere şi zona care poate fi acoperită de o centrală electrică care are o anumită putere disponibilă şi capacitate lunară de producţie de energie electrică.

Sarcinile de vîrf maxime şi consumul lunar de energie electrică au valorile maxime în lunile decembrie — ianuarie şi valorile minime în lunile iunie — iulie, peste care se suprapun creşterile anuale ale consumului de putere şi energie electrică.

Pentru sistemul energetic al ţării noastre variaţiile puterilor maxime şi medii lunare, precum şi a puterii zonelor de vîrf şi de bază ale curbelor de sarcină medii, sînt

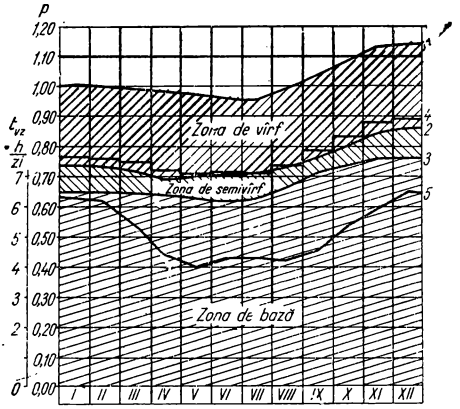



Fig. XVIII.18. Variaţiile puterilor caracteristice ale curbelor de sarcină în cursul anului:
*1* — puterea maximă lunară; *2* — puterea la golul de zi; *3* — puterea la golul de noapte; *4* — puterea medie lunară; *5* — durata de utilizare a puterii zonei de vîrf.

prezentate în fig. XVIII.18 în valori relative faţă de nivelul din luna decembrie a anului precedent, în ipoteza că s-ar produce o creştere de circa 14% a consumului în cursul anului.

În cursul lunilor de vară vîrful de sarcină scade pînă la circa 0,89—0,88 din valoarea vîrfului maxim din luna decembrie, dacă se corectează influenţa creşterii anuale a consumului. Dacă se ţine seama de creşterea consumului, vîrful de sarcină din lunile de vară reprezintă între 0,95—1,00 din valoarea vîrfului maxim din iarna precedentă.

Consumul mediu lunar de energie electrică, precum şi sarcina medie lunară au în cursul anului o variaţie sezonieră asemănătoare cu aceea a sarcinilor de vîrf maxime lunare, ţinînd seama de influenţa indicelui mediu de aplatisare a fiecărei luni.

Pentru caracterizarea regimului anual de variaţie a curbelor de sarcină şi pentru calculele în legătură cu prevederea sarcinilor maxime anuale în viitor se utilizează indicele reprezentînd durata de utilizare a sarcinii maxime anuale $T = \frac{E_{an}}{P_{max \cdot an}}$, corespunzînd raportului dintre cantitatea de energie electrică produsă pentru consum intern anual şi sarcina de vîrf maximă anuală, care constituie un indice sintetic caracteristic pentru gradul de uniformitate a consumului de energie electrică al unui sistem energetic. Pentru sistemul nostru energetic durata de utilizare a crescut de la 5 800 h/an în 1959 la 6 350

h/an în 1963, din cauza măsurilor de aplatisare : în anul 1967, în urma eliminării restricţiilor, durata de utilizare a scăzut la 6 100 h/an.

3.2.2.5. *Stabilirea regimului curbelor de sarcină în viitor.* Pe baza prevederilor privind dezvoltarea consumului de energie electrică se studiază evoluţia regimului curbelor de sarcină şi a indicilor lor caracteristici şi se preliminează valoarea puterilor maxime anuale şi curbele de sarcină caracteristice.

În cazul în care se cunoaşte dezvoltarea consumului de energie electrică pentru diferitele categorii de consumatori, se determină valoarea puterii maxime şi curbele de sarcină pentru zilele de vîrf maxim din luna iunie şi decembrie prin însumarea curbelor de sarcină ale fiecărei categorii de consumatori, stabilite pe baza curbelor de sarcină tip şi a consumului de energie prevăzut.

În cazul în care nu se cunoaşte repartizarea consumului pe categorii, se utilizează metode de prognoză globală pentru determinarea regimului curbelor de sarcină, care se bazează pe corelaţiile dintre creşterea consumului de energie şi indicii caracteristici ai curbelor de sarcină.

Din studiile elaborate rezultă că regimul curbelor de sarcină nu va suferi modificări importante în etapa 1970—1980, dar din cauza creşterii mai accentuate a consumului pentru utilizări casnice şi luminat se va produce o scădere a aplatisării curbelor de sarcină şi se va reduce durata de utilizare a sarcinii maxime anuale în viitor la circa 5 800 h/an.

3.2.3. **Stabilirea puterii şi energiei electrice necesare pentru acoperirea zonelor de vîrf, semivîrf şi bază.** 3.2.3.1. *Ponderea şi variaţia anuală a cerinţelor pentru zonele de vîrf, semivîrf şi bază.* Puterea şi energia corespunzătoare celor trei zone ale curbelor de sarcină variază în limite mari în decursul lunilor anului.

Din analiza regimului curbelor de sarcină a sistemului energetic rezultă următoarele :

— puterea şi energia corespunzătoare zonei de vîrf a curbelor de sarcină $P_v$ şi $E_v$ prezintă variaţii caracteristice importante în cursul unui an. Astfel, puterile corespunzătoare zonei de vîrf reprezintă, în raport cu sarcina maximă lunară, între 24—26 % în lunile de primăvară şi toamnă, între 22—24 % în lunile de iarnă şi 20 — 22 % în lunile de vară. Energia corespunzătoare zonei de vîrf are variaţii sezoniere pronunţate, în lunile de vară energia necesară pentru acoperirea zonei de vîrf fiind mai puţin de 60 % din aceea necesară în lunile de iarnă. Astfel, energia corespunzătoare zonei de vîrf reprezintă în lunile de vară între 5—6 % din consumul lunar total de energie, iar în lunile de iarnă se ridică la 8—9 %. Durata de utilizare a puterii zonei de vîrf variază în medie între 3,5—4,5 h/zi de lucru în lunile de vară şi între 6,50—7,50 h/zi în lunile de iarnă ;

— puterea corespunzătoare zonei de semivîrf $P_{sv}$ reprezintă în lunile de iarnă şi vară circa 5 — 6 % din sarcina maximă, iar în celelalte luni circa 2 — 4 %. Durata de utilizare a puterii zonei de semivîrf este cuprinsă între circa 18 h/zi de lucru în lunile de iarnă şi 16 h/zi în cele de vară ;

— pentru zona de bază, puterea şi energia corespunzătoare $P_b$ şi $E_b$ au o variaţie sezonieră cu un minim puţin accentuat în lunile de vară. Puterea corespunzătoare zonei de bază reprezintă între 72—76 % din sarcina maximă lunară.

Valorile totale anuale ale puterii şi energiei corespunzătoare zonelor de vîrf, semivîrf şi bază ale curbelor de sarcină, în raport cu sarcina maximă anuală şi consumul total de energie, se încadrează între limitele indicate în tabelul XVIII.1 calculate pentru durata anuală de utilizare a sarcinii maxime de 5 800 h/an.

În acest tabel repartiţia puterilor pe cele trei zone corespunde valorilor înregistrate în luna decembrie.

3.2.3.2. *Stabilirea variaţiei lunare şi zilnice a puterii şi energiei necesare acoperirii zonei de vîrf.* Pentru a stabili energia electrică care este necesară în fiecare lună pentru acoperirea unei anumite părţi din zona de vîrf sau semivîrf a curbelor de sarcină se utili-

zează curbele de durată ale sarcinilor lunare și curbele integrale corespunzătoare ale consumului de energie (v. fig. XVIII.18).

*Tabelul XVIII.1*

**Repartizarea anuală a necesităților de putere și energie pe zonele caracteristice ale curbelor de sarcină**

| Zonele curbelor de sarcină | Puterea în raport cu sarcina maximă totală | Energia în raport cu consumul anual total | Durata de utilizare anuală h/an |
|---|---|---|---|
| Vîrf | 22—24 | 7—9 | 1 800—2 000 |
| Semivîrf | 5—6 | 4—6 | 4 500—6 500 |
| Bază | 72—76 | 85—87 | 7 000—7 500 |

În tabelul XVIII.2 se prezintă duratele de utilizare zilnice minime din fiecare lună și duratele de utilizare semestriale și anuale, calculate în acest mod, pe baza căruia se poate stabili producția de energie electrică care trebuie să fie asigurată de U.H.E. cu diverse grade de regularizare pentru a putea participa cu întreaga lor putere disponibilă la acoperirea zonelor de vîrf ale curbelor de sarcină.

Acest tabel s-a întocmit ținînd seama și de influența celorlalte centrale electrice din cadrul sistemului energetic care participă la acoperirea zonelor de vîrf a curbelor de sarcină. Astfel, prin deplasarea centralelor termoelectrice de vîrf spre partea inferioară a zonei de vîrf, în anii secetoși, s-au obținut pentru U.H.E. valorile duratelor de utilizare zilnice medii pe luni necesare în anul cu 90% asigurare. Duratele de utilizare corespunzătoare pentru U.H.E. cu regularizare anuală sau multianuală, în anul secetos cu 90% asigurare sînt de 1 550 h/an, din care 980 h în semestrul de iarnă.

În cazul U.H.E. cu lacuri de acumulare, care permit numai o compensare zilnică a debitelor afluente, pentru încadrarea în zonele de vîrf s-a luat în considerație durata de utilizare pentru ziua cea mai încărcată din fiecare lună, iar în cazul U.H.E. cu compensare săptămînală durata de utilizare medie din săptămîna cea mai încărcată a fiecărei luni.

## 3.3. POSIBILITĂȚILE DE CONSTRUCȚIE DE CENTRALE ELECTRICE, CARACTERISTICILE LOR, ALEGEREA STRUCTURII CENTRALELOR ȘI ACOPERIREA CURBELOR DE SARCINĂ

3.3.1. **Resurse energetice disponibile.** Posibilitățile de construcție a centralelor electrice depind de resursele de combustibil (cărbuni, petrol, gaze naturale) și de resursele hidroenergetice de care dispune fiecare țară, de mărimea rezervelor și costul punerii în valoare a acestor resurse, de balanța producției și consumului și de costul importului de combustibil.

Cu ajutorul resurselor hidroenergetice se acoperă o parte importantă din consumul de energie electrică, care depinde de mărimea și condițiile de amenajare a resurselor de care dispune fiecare țară. În majoritatea țărilor partea predominantă a consumului de energie electrică se acoperă prin construcția de centrale termoelectrice.

În viitor, pentru a se putea acoperi consumul de energie electrică se prevede dezvoltarea construcției centralelor nucleare.

*Tabelul XVIII.2*

**Duratele de utilizare zilnice minime necesare pe luni pentru încadrarea puterii şi energiei produse de U.H.E. în zona de vîrf a curbelor de sarcină**

| Durate de utilizare $T_{vz}$, h/zi | | | | | | | | | | | | Total anual |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII | Semestrul de iarnă h |
| a. *U.H.E. cu regularizare anuală completă şi multianuală* | | | | | | | | | | | | |
| An normal | | | | | | | | | | | | |
| 7,00 | 6,40 | 5,10 | 4,20 | 3,60 | 3,20 | 3,20 | 3,60 | 4,20 | 5,10 | 6,20 | 7,20 | 1 800 / 1 130 |
| An cu 90% asigurare | | | | | | | | | | | | |
| 6,30 | 5,60 | 4,20 | 3,60 | 3,10 | 2,60 | 2,60 | 3,10 | 3,60 | 4,20 | 5,40 | 6,50 | 1 550 / 980 |
| b. *U.H.E. cu regularizare sezonieră* | | | | | | | | | | | | |
| An cu 90% asigurare | | | | | | | | | | | | |
| 6,80 | 6,20 | 5,20 | 4,30 | 4,00 | 3,50 | 3,50 | 4,00 | 4,30 | 5,20 | 6,00 | 7,00 | 1 840 / 1 120 |
| c. *U.H.E. cu regularizări săptămînale* | | | | | | | | | | | | |
| An cu 90% asigurare | | | | | | | | | | | | |
| 7,20 | 6,60 | 5,40 | 4,50 | 4,20 | 3,80 | 3,80 | 4,20 | 4,50 | 5,40 | 6,40 | 7,40 | 1 950 / 1 180 |
| d. *U.H.E. cu regularizări zilnice* | | | | | | | | | | | | |
| An cu 90% asigurare | | | | | | | | | | | | |
| 7,80 | 7,20 | 6,00 | 5,00 | 4,50 | 4,00 | 4,00 | 4,50 | 5,00 | 6,00 | 7,00 | 8,00 | 2 100 / 1 280 |

Datorită ritmului intens de dezvoltare a consumului de energie electrică și a ponderii mari pe care îl are în cadrul balanței de combustibil, este necesar ca alegerea resurselor primare de energie utilizate să fie făcută pe baza unor analize și calcule tehnico-economice detaliate.

3.3.2. **Caracteristicile energo-economice și funcționale a diferitelor tipuri de centrale termoelectrice.** 3.3.2.1. *Centrale termoelectrice de condensație (C.T.E.)* În domeniul construcției C.T.E. s-au realizat în ultima perioadă progrese tehnice mari. Astfel C.T.E. moderne, echipate cu grupuri de 200 sau 300 MW, avînd parametrii aburului de 140—240 at și 565/565°C, au consumul specific de combustibil de 0,340—0,310 kg c.c./kWh produsă, față de 0,420 la 0,500 kg c.c. /kWh a grupurilor cu parametrii mijlocii [35].

C.T.E. moderne au devenit însă mai puțin elastice în exploatare, pentru funcționarea lor în condiții tehnice și economice bune, fiind necesar să li se asigure o funcționare continuă cu sarcină constantă la circa 85—95% din cea nominală, pentru a se obține consumul specific minim de combustibil și o uzură mai redusă a instalațiilor. Aceste centrale nu sînt indicate pentru o exploatare cu sarcini variabile, pentru funcționarea cu sarcini mai mici de circa 40% din puterea nominală, sau pentru porniri și opriri zilnice. Vitezele de încărcare ale grupurilor sînt limitate la valori mici, iar durata de pornire de la rece a grupurilor este de circa 6 — 7 h. Variațiile rapide de sarcină le reduc mult viața și le măresc sensibil consumul specific de combustibil.

Pentru funcționarea în regim de semivîrf sau de vîrf se construiesc grupuri speciale, la care se adoptă scheme termice simplificate și reducerea parametrilor aburului, pentru a putea fi puse în funcțiune în 40 — 60 min, dar în schimb au consum specific ridicat: 0,450 — 0,500 kg c.c./kWh [35 și 44].

Investițiile specifice ale C.T.G. echipate cu grupuri de 200—300 MW sînt cu circa 30—40% mai mici ca a celor cu grupuri de 25—50 MW; iar a C.T.E. pe bază de cărbune sînt cu circa 20—40 mai mari ca a C.T.E. pe baza de gaze sau păcură.

3.3.2.2. *Centralele electrice de termoficare* (C.E.T.). Aceste centrale permit o reducere importantă a consumului specific de combustibil, pînă la circa 0,150 — 0,180 kg c.c./kWh, prin producerea combinată a energiei electrice și a căldurii pentru termoficarea industrială și urbană. Partea de condensație a grupurilor de termoficare are un consum specific de combustibil de circa 0,380 — 0,500 kg c.c./kWh, în funcție de parametrii grupurilor respective.

Regimul de funcționare al centralelor de termoficare depinde de regimul consumatorilor de căldură; cele de termoficare industrială au o funcționare de bază, cu sarcină aproximativ constantă în cursul anului, iar cele de termoficare urbană au o funcționare de bază în lunile de iarnă, iar în restul anului o funcționare analogă cu a C.T.E.

3.3.2.3. *Centrale cu turbine cu gaze (C.T.G.) utilizate pentru o funcționare de vîrf și rezervă.* Se construiesc grupuri cu puteri pînă la 40 — 50 MW, care au o durată de pornire și încărcare la sarcină de circa 15 — 25 min. Investițiile specifice ale C.T.G. reprezintă 75 — 80% din acele ale C.T.E. cu parametrii superiori, în schimb au un consum specific de combustibil relativ ridicat, circa 0,520 kg c.c./kWh la 2 000 h de utilizare anual, precum și o scădere accentuată a randamentului la sarcini variabile.

3.3.2.4. *Centrale nuclearo — electrice* (C.N.E.) Construcția de C.N.E. se realizează într-o serie de țări (Anglia, S.U.A., Italia, U.R.S.S. etc.) și se prevăd dezvoltări importante în viitor. Investițiile specifice și prețul de cost al energiei produse sînt mai ridicate decît în cazul C.T.E. cu parametri superiori, dar se consideră că într-o etapă apropiată C.N.E. vor avea o eficiență economică asemănătoare.

Pentru a putea fi utilizate în condiții economice optime, este necesar ca centralele nuclearo — electrice să funcționeze în regim de bază cu un factor mare de încărcare 90 — 100%).

3.3.2.5. *Indici de exploatare a centralelor termoelectrice.* Pentru diferitele tipuri de centrale termoelectrice indicii de care depind puterile de rezervă necesare au următoarele valori :

— consumul de energie pentru serviciile proprii în raport cu producţia anuală de energie reprezintă între 5 şi 7% la C.E.T. pe gaze şi păcură şi 8—10% la cele pe cărbune ;

— normele medii de oprire a grupurilor pentru reparaţii planificate reprezintă la C.T.E. circa 30—45 zile/an şi la C.T.G. circa 30 zile /an ;

— coeficienţii de indisponibilitate, pentru avarii sau incidente, reprezintă la C.T.E. cu grupuri de 200 şi 300 MW de la circa 10 pînă la 5% (după numărul de ani de la punerea în funcţiune), iar la C.T.E. de vîrf circa 2—3% şi la C.T.C. circa 5%.

3.3.3. **Caracteristicile funcţionale ale uzinelor hidroeletrice.** Din punctul de vedere al regimului de funcţionare şi a valorii economice a energiei electrice produse uzinele hidroelectrice se împart în următoarele categorii :

— uzine hidroelectrice de vîrf cu mari lacuri de acumulare a căror regim de funcţionare poate fi modificat continuu după cerinţele sistemului energetic, fiind dimensionate astfel ca producţia lor de energie să poată fi încadrată în zonele de vîrf a curbelor de sarcină. În acest caz uzinele cu regularizare anuală sau multianuală a debitelor au durate de utilizare a puterii instalate de la 1 500 pînă la 2 500 h/an, în funcţie de regimul de sarcină şi structura centralelor sistemului energetic. Acest tip de uzine pot avea o elasticitate foarte mare în exploatare, fără inconveniente tehnice şi păstrînd un randament ridicat, ceea ce le permite să asigure acoperirea în bune condiţiuni a sarcinilor variabile şi a vîrfurilor curbelor de sarcină. Totodată aceste uzine pot prelua imediat variaţiile mari sau bruşte de sarcină, care apar în caz de avarii, putînd asigura reglajul frecvenţei şi funcţionarea ca rezervă de avarii de scurtă durată. În acest scop, aceste uzine pot fi pornite şi oprite de mai multe ori pe zi, timpul de pornire a grupurilor şi de încărcare la plină sarcină fiind foarte scurt (2 — 3 min) ;

— uzine hidroelectrice cu acumulare prin pompaj, care pot avea un regim de funcţionare analog cu a U.H.E. de vîrf cu mari lacuri de acumulare, însă cu posibilităţi limitate de intervenţie în caz de avarii ;

— uzine hidroelectrice de semivîrf cu acumulări mici, a căror regim de exploatare poate fi stabilit astfel ca să funcţioneze la plină sarcină sau cu o sarcină mare în perioadele de sarcină ridicată din cursul fiecărei zile şi care pot fi oprite în cursul nopţii şi în zilele de repaus pentru acumularea apei. În acest scop aceste uzine trebuie să dispună de acumulări care să permită cel puţin regularizarea zilnică a debitelor şi să fie dimensionate pentru o durată de utilizare a puterii instalate de la 3 000 pînă la 5 000 h/an. În raport cu debitele afluente aceste uzine pot funcţiona la vîrf, semivîrf sau la bază ;

— uzine hidroelectrice în cascadă în aval de o uzină hidroelectrică cu acumulare care pot fi dimensionate fie pentru o funcţionare asemănătoare cu cea a uzinei cu acumulare din amonte, în special în cazul uzinelor cu aducţiunea sub presiune, fie pentru o funcţionare în regim de bază cu un lac tampon la prima treaptă ;

— uzine hidroelectrice fără acumulări sau cele care sînt dimensionate pentru o funcţionare de bază, avînd durata de utilizare a puterii instalate de peste 5 000 h/an. Din această categorie fac parte şi celelalte U.H.E. cu regim de funcţionare obligat.

În general, toate tipurile de U.H.E. prezintă siguranţă mare în exploatare, au durată de viaţă lungă şi necesită lucrări reduse de reparaţie şi de întreţinere a instalaţiilor.

Indicii de exploatare caracteristici ai U.H.E. sînt :

— consumul de energie electrică pentru serviciile proprii ale U.H.E. sînt în general cuprinse între 0,2—0,8% din producţia anuală de energie electrică ;

— normele medii de oprire a grupurilor pentru revizii şi reparaţii sînt de circa 15 zile pe an ;

— durata relativă a opririlor neplanificate pentru incidente și avarii circa 0,5%.

Aceste valori sînt mult mai mici decît în cazul centralelor termoelectrice și conduc la necesitățile de instalare de puteri de rezervă în sistem sensibil mai mici.

3.3.4. **Alegerea structurii puterii instalate în centrale și acoperirea curbelor de sarcină.** Structura centralelor electrice este necesar să fie astfel determinată încît să se poată asigura acoperirea curbelor de sarcină în condiții tehnice normale privind calitatea producției (frecvența, tensiunea) și continuitatea funcționării și în condițiile economice optime de producere a energiei electrice (fig. XVIII.19).

În acest scop este necesar ca noile centrale care se vor instala să fie astfel alese încît să se obțină proporția necesară din punct de vedere tehnologic între puterea instalată în centralele cu specific de funcționare la bază, vîrf și semivîrf.

Pentru acoperirea zonei de bază a curbelor de sarcină sînt indicate :

— centralele de termoficare cu puterea corespunzătoare consumului de căldură cerut pentru termoficare :

— centralele termoelectrice de condensație echipate cu grupuri de mare putere și parametri superiori ;

— centralele nuclearo-electrice, pentru a avea o producție mare de energie ;

— U.H.E. pe firul apei, precum și cele cu acumulări mici în perioade de ape mari, pentru a evita pierderi de energie prin deversarea apei.

Pentru acoperirea zonei de semivîrf a curbelor de sarcină sînt indicate :

— U.H.E. cu acumulări pentru regularizare zilnică, în perioade de debite mijlocii ;

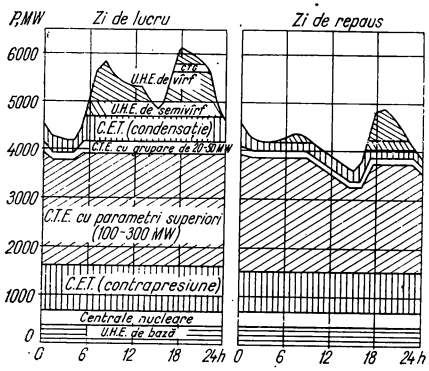



Fig. XVIII. 19. Participarea diferitelor tipuri de centrale la acoperirea curbelor de sarcină.

— partea de condensație a centralelor de termoficare ;

— centrale de condensație care pot funcționa în orele de noapte cu sarcină redusă sau pot fi oprite.

Pentru acoperirea zonei de vîrf pot fi utilizate centralele care îndeplinesc o serie de condiții tehnice și economice speciale : elasticitate mare în funcțio-

nare, posibilitatea de a fi puse în funcţiune şi de a fi oprite de două ori pe zi sau chiar de mai multe ori, fără inconveniente tehnice, timp foarte scurt de pornire şi viteză de încărcare mare pînă la plină sarcină, precum şi randamente ridicate la sarcini variabile şi la durate de utilizare reduse. Din această cauză, dintre toate tipurile de centrale, cele hidroelectrice cu acumulare, precum şi centralele cu acumulare prin pompaj, au caracteristicile cele mai potrivite pentru o exploatare de vîrf, după care vin, în al doilea rînd, centralele cu turbine cu gaze şi C.T.E. cu turbine de construcţie specială pentru vîrf [44 şi 35].

## 3.4. EFECTELE ENERGETICE ŞI FUNCŢIONALE ALE UZINELOR HIDROELECTRICE

Efectele energetice şi funcţionale ale unei U.H.E. sînt determinate de puterea asigurată şi energia livrată sistemului energetic şi de calitatea acestei energii; de regimul de funcţionare al centralei şi rolul ei în cadrul sistemului energetic şi de influenţa asupra consumului total şi a balanţei de combustibil.

Între puterea instalată a unei centrale şi puterea disponibilă asigurată netă, care este livrată sistemului energetic, există diferenţe care depind de consumul pentru servicii interne, pierderile pe liniile de transport, rezervele de putere necesare pentru reparaţii şi avarii, precum şi de indisponibilităţile de putere datorită particularităţilor constructive sau tehnologice ale fiecărei centrale. Puterile disponibile asigurate nete sînt calculate în raport cu vîrful de sarcină maxim al sistemului energetic din lunile de iarnă.

Pentru U.H.E. se iau în considerare puterile disponibile nete cu asigurarea de calcul de 90—95% în cazul centralelor mari şi foarte mari şi de 80% în cazul centralelor mici. Valoarea puterilor disponibile asigurate ale U.H.E. depinde la uzinele cu acumulare de mărimea debitelor şi a căderilor asigurate în lunile de iarnă prin planul de exploatare al acumulării, precum şi de forma curbelor de sarcină, iar la uzinele fără acumulare de debitele asigurate de regimul hidrologic al cursurilor respective de apă.

Pentru aceeaşi putere asigurată, din cauza caracteristicilor tehnice diferite, centralele termoelectrice necesită rezerve de putere cu 15 — 25% mai mari ca uzinele hidroelectrice, pentru reparaţii, avarii şi consumul serviciilor interne.

Energia electrică livrată sistemului energetic se calculează scăzînd pentru consumul serviciilor interne 0,2 — 0,8% din energia produsă, faţă de 5 — 10% în cazul centralelor termoelectrice.

Calitatea energiei livrate depinde de regimul de funcţionare al fiecărei centrale, de rolul ei în cadrul sistemului energetic şi de modul cum i se încadrează producţia în curbele de sarcină respective. Astfel energia livrată de uzinele hidroelectrice se poate împărţi în mod normal în energie de vîrf, semivîrf şi bază, la care se mai adaugă alte subdiviziuni corespunzătoare la energia livrată pentru reglajul frecvenţei şi pentru intervenţii în caz de avarii, energia asigurată în semestrul de iarnă, energia suplimentară neasigurată în lunile de primăvară, energia suplimentară disponibilă în orele de noapte etc.

Influenţa asupra consumului de combustibil depinde de tipul şi caracteristicile centralei, regimul de funcţionare, încadrarea în curbele de sarcină şi structura centralelor sistemului energetic.

Infuenţa uzinelor hidroelectrice asupra consumului total de combustibil se calculează ţinînd seama de influenţa asupra funcţionării celorlalte centrale din sistem, după metoda creşterilor relative a consumului de combustibil, iar în cazul cînd există variante de centrale termoelectrice cu regim de funcţionare asemănător (de vîrf sau bază), se calculează pe baza consumului specific de combustibil al acestor centrale.

Astfel, uzinele hidroelectrice care funcționează în regim de vîrf aduc o economie directă de combustibil egală cu consumul care ar fi necesar, pentru aceeași energie livrată, în cazul construirii unei centrale termoelectrice de vîrf sau cu turbine de gaze (adică circa 0,450 — 0,520 kg c.c/kWh).

U.H.E. de vîrf cu mari lacuri de acumulare aduc în plus o economie indirectă prin asigurarea unui regim de funcționare mai uniform centralelor termoelectrice de bază, datorită acoperirii variațiilor bruște sau frecvente ale sarcinii sistemului hidroenergetic.

## 3.5. METODELE DE CALCUL PENTRU STABILIREA PARAMETRILOR AMENAJĂRILOR HIDROENERGETICE

3.5.1. **Principii de bază.** Stabilirea parametrilor amenajărilor hidroenergetice și a dimensiunilor optime a diferitelor elemente componente, este necesar să se facă pe bază de calcule energo-economice, ținînd seama de influența valorii fiecărui parametru asupra efectelor energetice și colaterale obținute, precum și asupra cheltuielilor de investiție și exploatare a amenajării respective.

Pentru o U.H.E. efectele energetice principale depind de parametrii și dimensiunile adoptate pentru diversele elemente ale amenajării: puterea sau debitul instalat $P_i$ și $Q_i$, volumul util al lacului de acumulare, $V_u$, secțiunile de scurgere ale aducțiunilor $S_i$, numărul și tipul grupurilor etc. Din această cauză efectul energetic și soluția economică optimă pentru o amenajare sînt funcții complexe de parametrii $P_i$, $Q_i$, $V_u$, $S_i$ etc.

În general, relațiile dintre parametrii și dimensiunile diferitelor elemente ale unei amenajări hidroenergetice, efectul lor energetic, costul investițiilor și cheltuielile anuale corespunzătoare realizării lor, nu se pot exprima în formule matematice exacte. Din această cauză, pentru stabilirea parametrilor sau a dimensiunilor diferitelor elemente ale unei amenajări este necesar să se examineze pentru fiecare parametru sau dimensiune mai multe variante, determinîndu-se pentru fiecare variantă efectul energetic, producția de energie $E$, calitatea energiei (de vîrf, semivîrf, bază și sezonieră — $E_v$, $E_{sv}$, $E_b$, $E_s$) și puterea asigurată $P_{as}$, precum și costul investițiilor $I$ și a cheltuielilor anuale $C$.

Variantele trebuie să fie analizate cu același grad de exactitate și să încadreze domeniul de variație al parametrului examinat, în care este cuprinsă valoarea lui optimă.

Alegerea valorii optime pentru fiecare parametru sau dimensiune, se face prin comparația tehnico-economică a variantelor, folosind în general metoda de calcul a eficienței economice comparative, fie prin calculul duratei de recuperare a diferențelor de investiții dintre variante, fie prin calculul cheltuielilor anuale totale de calcul pentru fiecare variantă $z$.

În primul caz. dintre variantele parametrilor U.H.E. proiectate, varianta optimă a parametrului examinat este aceea pentru care termenul de recuperare a investițiilor suplimentare, față de varianta cu investițiile mai reduse, este egală cu durata normată $D_n$ (10 — 25 ani). Pentru alegerea parametrilor optimi nu sînt concludente valorile medii ale duratei de recuperare sau ale investițiilor specifice (lei /kw), pentru o mărime sau alta a parametrului, ci durata de recuperare a diferențelor de investiții datorite variației parametrului în raport cu diferențele de echeltuieli anuale.

Astfel varianta optimă este aceea pentru care: $\frac{\Delta I}{\Delta C} = D_n$ unde $\Delta I = (I_{H_2} + I_{T_2}) - (I_{H_1} + I_{T_1})$ și $\Delta C = (C_{H_1} + C_{T_1}) - (C_{H_2} + C_{T_2})$; în care $I_{H_1}$, $I_{H_2}$, $C_{H_1}$ și $C_{H_2}$ sînt investițiile și cheltuielile anuale proprii ale celor două variante care se compară, iar $I_{T_1}$,

$I_{T_2}$, $C_{T_1}$ şi $C_{T_2}$ sînt investiţiile şi cheltuielile anuale pentru echivalarea efectului energetic al acestor variante, faţă de o variantă de bază, cu ajutorul indicilor unei *C.T.E.*.

În al doilea caz: dintre variantele unui parametru a U.H.E. proiectate, varianta optimă este aceea pentru care cheltuielile anuale totale de calcul $z$ sînt minime :

$$z_i = C_{ei} + \frac{I_{ei}}{D_n} = \text{minim.}$$

Pentru a fi comparabile investiţiile şi cheltuielile anuale ale fiecărei variante examinate este necesar să fie corectate pentru a fi aduse la echivalenţă($I_{ei}$ şi $C_{ei}$) din punctul de vedere al efectului lor energetic şi complex cu varianta care are efecte maxime, pe baza indicilor specifici ai C.T.E. sau C.T.G. cu regim de funcţionare asemănător şi a cheltuielilor pentru folosinţele complexe.

Prin reprezentare grafică (fig. XVIII.20) se poate scoate în evidenţă modul de variaţie a valorii $z$ şi zona corespunzătoare soluţiei optime.

Stabilirea variantei optime a parametrilor poate fi făcută şi prin calculul duratei de recuperare a investiţiei totale, în cazul în care se poate stabili valoarea reală a energiei livrate pe bază de preţuri unitare corect stabilite. În acest caz, varianta optimă a parametrului examinat este aceea pentru care durata de recuperare a investiţiilor suplimentare faţă de varianta cu investiţii mai reduse este egală cu durata normată $D_n$.

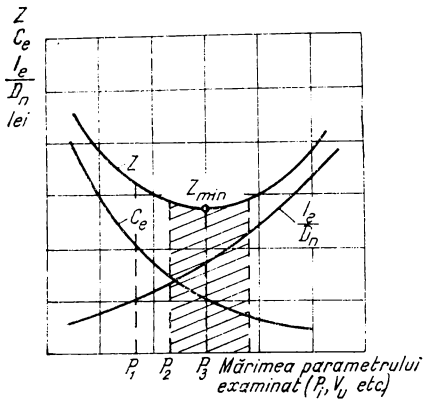



Fig. XVIII. 20. Reprezentarea grafică a relaţiei *Zi*.

3.5.2. **Stabilirea puterii şi a debitului instalat.** Valoarea optimă a puterii instalate, respectiv a debitului instalat, a amenajărilor hidroenergetice depinde în special de următorii factori :

— tipul schemei de amenajare şi a căderii realizate;

— valoarea medie şi gradul de regularizare al debitelor;

— investiţiile şi cheltuielile anuale suplimentare corespunzătoare măririi puterii şi a debitului instalat;

— regimul curbelor de sarcină și modul de încadrare a producției uzinei în curbele de sarcină;

— indicii de cost specifici (investiții și cheltuieli anuale) a centralelor termoelectrice care ar putea înlocui puterea și producția de energie a U.H.E.;

— consumul specific de combustibil, prețul lui de cost și investițiile necesare pentru mărirea capacității de extracție și transport.

Modul de calcul depinde de tipul amenajărilor hidroenergetice, deosebindu-se patru cazuri caracteristice: uzine pe firul apei, uzine cu acumulări mici, uzine cu acumulări mari și uzine cu acumulare prin pompaj.

3.5.2.1. *Uzine hidroelectrice pe firul apei.* Aceste uzine, funcționînd în regim de bază, au puterea asigurată limitată de valoarea debitului zilnic cu asigurarea de 80—90% (după importanța energetică a U.H.E.), care în general reprezintă numai 0,20—0,30 din valoarea debitului mediu multianual, cu excepția fluviilor mari și a rîurilor a căror debite sînt regularizate prin lacuri de acumulare.

Adoptarea unei puteri instalate mai mari decît puterea asigurată este necesar să fie justificată prin producția suplimentară de energie electrică care se poate obține și prin mărirea rezervei de putere pentru reparații planificare în perioadele de ape mari.

Pentru calculul puterii și a debitului instalat la aceste uzine se utilizează curba de durată a debitelor zilnice de pe întreaga perioadă de observație și curba de durată corespunzătoare a puterilor, ținînd seama de căderile nete și randamentul grupurilor (fig. XVIII.21) [26].

Energia suplimentară $E_H$ care poate fi produsă anual, prin mărirea puterii instalate cu un kW peste o valoare $P$ este proporțională cu durata $t$ corespunzătoare acestei puteri pe curba de durată, iar puterea suplimentară disponibilă pentru reparații este proporțională cu $\frac{t}{8\,760}$. Investițiile suplimentare $i_{Hs}$ (lei/kW) și cheltuielile anuale corespunzătoare $c_H$ (lei/kW. an) rezultă din evaluările de cost ale fiecărei amenajări.

Datorită energiei suplimentare produse prin mărirea puterii instalate a U.H.E., se va putea reduce în mod corespunzător energia care trebuie livrată de centralele termoelectrice de bază din cadrul sistemului energetic, obținîndu-se o economie anuală corespunzătoare de consum de combustibil.

Limita pînă la care se justifică mărirea puterii instalate în U.H.E. se poate stabili calculînd valoarea duratei $t$ de pe curba de durată a puterii (fig. XVIII.21) pentru care investițiile necesare pentru mărirea puterii instalate se recuperează în termenul normat $D_n$, prin economiile de cheltuieli datorite producției suplimentare de energie și a cotei de putere de rezervă pentru reparații.

Această valoare limită este dată de relația:

$$t = \frac{i_{Hs} + D_n c_H}{(D_n p + i_B)\,\alpha_c\, b_m + \frac{i_T}{8\,760}} \text{ [h]}, \qquad \text{(XVIII.35)}$$

în care: $b_m$ este consumul specific mediu de combustibil al C.T.E. de bază (kg.c.c./kWh) pentru energia produsă;

$\alpha_c$ — 1,06 ... 1,10 factor de echivalare între producția U.H.E. și C.T.E. ținînd seama de consumul serviciilor auxiliare;

$p$ — prețul de cost al combustibilului în lei/kg c.c.;

$i_B$ — investiția specifică pentru mărirea extracției de combustibil, în lei/kg c.c.an;

$i_T$ — investiția specifică pentru puterea instalată, în C.T.E.

Valoarea puterii instalate optime este influenţată în special de forma curbei de durată a debitelor, de investiţia specifică $i_{Hs}$ pentru kilowatul suplimentar şi de costul combustibilului.

În general, coeficientul de instalare $k_i = \frac{Q_i}{Q_m}$, al acestor uzine este cuprins între 1,00 şi 1,50 la care corespunde durate de utilizare ale puterii instalate cuprinse între 5 000 şi 6 500 h/an.

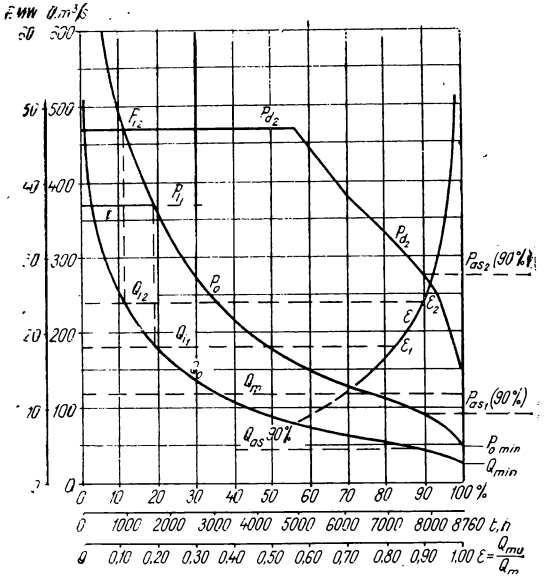



Fig. XVIII. 21. Curbele de durată ale debitelor şi puterilor cu datele caracteristice pentru U.H.E. fără acumulare şi U.H.E. cu regularizare zilnică :

$Q_{i1}$, $P_{i1}P_{as1}$ — debitul, puterea instalată şi puterea asigurată la U.H.E. fără acumulare ; $Q_{i2}$, $P_{i2}$, $P_{d2}$ şi $P_{as2}$ — debitul, puterea instalată, puterea disponibilă şi puterea asigurată la U.H.E. cu regularizare zilnică ; ε — coeficientul de utilizare a stocului.

3.5.2.2. *Uzine hidroelectrice cu acumulări mici care permit o regularizare zilnică sau săptămînală a debitelor.* Aceste uzine putînd funcţiona în regim de vîrf în perioadele de ape mici, puterea lor asigurată se calculează în raport cu posibilităţile de încadrare a producţiei lor în curbele de sarcină în perioadele de debite cu asigurarea de 80—90%, după curba de durată anuală sau lunară a debitelor zilnice.

Totodată la aceste uzine se modifică şi calitatea energiei produse în funcţie de puterea instalată, ele funcţionînd în regim de bază numai în perioadele cînd $Q_{afl} > 0{,}75\ Q_i$.

Stabilirea duratei de utilizare zilnice a puterii de vîrf se face prin examinarea modului de încadrare a uzinei în curbele de sarcină din zilele de maxim lunare, ţinînd seama şi

de celelalte centrale de vîrf ale sistemului energetic. După cum se arată în tabelul XVIII.2 duratele de utilizare zilnice $T_{vz}$, necesare pentru încadrarea în zona de vîrf a puterii uzinelor cu regularizare zilnică, sînt cuprnse între circa 4 h/zi în iunie şi 8 h/zi în decembrie.

Puterea asigurată se calculează cu relaţia :

$$P_{as} = \frac{E_{zi.\ as}}{T_{vz}} = \frac{9{,}81\,\eta\, Q_{as} \cdot H_{n.\ as}\, 24}{T_{vz}} \quad [\text{kW}], \qquad \text{(XVIII.36)}$$

în care : $\eta$ este randamentul U.H.E. la plină sarcină ;

$H_{n\ as}$ — căderea netă asigurată corespunzătoare condiţiilor de funcţionare ale uzinei calculată pe baza planului de exploatare de acumulări.

Calculul valorii optime a puterii instalate, în limita puterii asigurate, se face examinîndu-se comparativ mai multe variante de putere instalată şi ţinînd seama că prin mărirea puterii instalate se evită necesitatea instalării unei puteri echivalente în sistem, se măreşte capacitatea anuală de producţie de energie a uzinei şi se măreşte proporţia de energie de vîrf şi semivîrf produse.

Echivalarea puterii şi a energiei produse de U.H.E. cu aceea produsă de o C.T.E. de vîrf se face după cum se arată la subcapitolul 3.4.

În general şi în cazul U.H.E. cu acumulări mici puterea instalată optimă este mai mare decît puterea asigurată. Pentru justificarea alegerii unei puteri instalate mai mari decît puterea asigurată este necesar să se calculeze valoarea optimă ţinînd seama de producţia suplimentară de energie realizată, de mărirea proporţiei de energie de vîrf şi semivîrf, precum şi de creşterea puterii medii anuale disponibile, folosind diagramele curbelor de durată ale puterilor (fig. XVIII.21).

Pentru calculul valorii optime este necesar să se facă comparaţia economică între mai multe variante de putere instalată.

Elementele care intră în formula de calcul a duratei de recuperare $D$ dintre două variante sînt :

$$D = \frac{i_{Hs}\Delta P_H - i_B\, bm\, \alpha_c\, \Delta E_H - i_T\, \Delta P_{Hm}}{pb_m\, \alpha_c\, \Delta E_H - \Delta C_H} \quad [\text{ani}], \qquad \text{(XVIII.37)}$$

în care : $i_{Hs}$, $i_B$, $i_T$, $\alpha_c$, $p$ au aceeaşi semnificaţie ca în relaţia (XVIII.35) ;

$\Delta P_H$ este — diferenţa de putere instalată a U.H.E., în kW ;
$\Delta E_H$ — diferenţa de producţie de energie a U.H.E., în kWh/an ;
$\Delta P_{Hm}$ — diferenţa dintre puterea medie anuală disponibilă a U.H.E., în kW ;
$b_m$ — consumul specific mediu de combustibil al C.T.E. ţinînd seama de calitatea energiei $\Delta E_H$, în kg c.c/kWh ;
$\Delta C_H$ — diferenţa dintre cheltuielile anuale ale U.H.E., în lei.

În general coeficientul de instalare $k_i = \frac{Q_i}{Q_m}$ al U.H.E. cu acumulări mici este cuprins între 1,50 şi 2,50, la care corespund durate de utilizare medii ale puterii instalate între 3 000 şi 5 000 h/an.

3.5.2.3. *Uzine hidroelectrice cu acumulări mari.* Din această categorie fac parte uzinele care au lacuri de acumulare ce asigură regularizarea sezonieră, anuală sau multianuală a debitelor, precum şi uzinele din aval care beneficiază de regularizarea debitelor.

Puterea instalată a acestor uzine se calculează în raport cu valoarea debitelor regularizate cu ajutorul acumulărilor, în perioada de iarnă în care necesităţile de energie de

vîrf sau maxime (decembrie—ianuarie) şi de căderile asigurate corespunzătoare, ţinînd seama de duratele de utilizare necesare pentru încadrarea puterii în zonele de vîrf ale curbelor de sarcină şi de investiţiile specifice şi cheltuielile anuale ale U.H.E., proiectate, în comparaţie cu alte tipuri de centrale de vîrf (C.T.E., C.T.G., şi U.H.E.A.P.).

Gradul de regularizare al debitelor şi valoarea debitelor $Q_{as}$ şi a căderilor $H_{as}$ corespunzătoare asigurării de calcul (80 — 90 %), cerute, se stabilesc prin planul de exploatare al lacului de acumulare al fiecărei U.H.E. sau al mai multor lacuri în cazul unor U.H.E. în cascadă.

Valorile duratelor de utilizare necesare pentru încadrarea puterii U.H.E. în zonele de vîrf se calculează, pe baza studiului regimului curbelor de sarcină, sau se folosescdatele din tabelul XVIII.2.

Calculul valorii optime a debitului şi a puterii instalate în limita puterii de vîrf asigurate, se face prin utilizarea metodelor de calcul indicate la paragraful 3.5.1., ţinînd seama de diferenţa dintre căderea netă de calcul $H_a$ a U.H.E. şi căderea netă asigurată $H_{as}$ în condiţiile de exploatare ale lacului. Totodată calculul puterii instalate optime, se face în paralel cu calculul volumului util al acumulării.

În cazul U.H.E. de vîrf de mare putere cu acumulări importante se măreşte puterea instalată cu o co tŞ de putere de rezervă pentru participarea la reglajul frecvenţei şi pentru intervenţii în caz de avarii. Pentru rezerva de avarii este necesar să se dispună de un volum suplimentar de apă.

Coeficientul de instalare al U.H.E. de vîrf cu acumulări mari este cuprins între 3 pînă la 5 ori debitul mediu, la care corespund durate de utilizare medii a puterii instalate cuprinse între 3 000 şi 1 700 h/an.

3.5.2.4. *Uzine cu acumulare prin pompaj.* La uzinele de pompaj pur în vederea alegerii puterii instalate, se stabileşte în primul rînd limita economică a volumelor lacurilor de acumulare. Alegerea ciclului de pompaj se face prin comparaţie între mai multe variante ţinînd seama de regimul curbelor de sarcină şi încadrarea uzinelor de pompaj în sistemul energetic.

Cheltuielie în legăturăcu energia consumată pentru pompaj se stabilesc calculîndu-se consumul de combustibil al C.T.E. de bază care vor produce această energie, prin metoda creşterilor relative, ţinînd seama de intervalele de timp de pe curbele de sarcină în care se face pompajul.

La uzinele de pompaj mixte stabilirea puterii instalate se face analog ca la U.H.E. cu acumulări mari, ţinîndu-se seama de valoarea totală a debitelor asigurate (prin aport natural, prin pompare şi prin efectul regularizării cu ajutorul lacului de acumulare) de cheltuielile prntru energia de pompaj şi de investiţia suplimentară în agregatele de pompaj şi în lucrările de amenajare.

3.5.3. Stabilirea nivelului normal de retenţie şi a volumului util ale lacurilor de acumulare. Stabilirea valorii optime a nivelului de retenţie şi a volumului util al acumulării depinde în special de următorii factori :

— sporul de putere şi de producţie de energie care se obţine prin mărirea nivelului de retenţie ;

— debitul mediu şi regimul hidrologic al cursului de apă ;

— valoarea debitelor asigurate în lunile de vîrf maxim de iarnă cu gradul de asigurare cerut (80 — 90 %), obţinute prin regularizarea debitelor şi efectûl asupra pierderilor de apă prin deversare ;

— puterea asigurată, diferenţierea calitativă (vîrf, smivîrf şi bază) şi producţia de energie a U.H.E. proiectate ;

— influenţa realizării acumulării asupra puterii asigurate şi a producţiei de energie a U.H.E. din aval ;

— investițiile pentru realizarea acumulării inclusiv valoarea terenurilor inundate, pagubele și strămutările;

— factorii de care depind justificarea economică a măririi puterii instalate a U.H.E., după cum s-a arătat la punctul precedent;

— influența asupra satisfacerii altor folosințe ale apelor și cota de investiții-și cheltuieli anuale suportate de aceste folosințe.

Pentru stabilirea soluției optime, este necesar să se examineze mai multe variante de cote de retenție și de volum util, calculîndu-se pentru fiecare variantă planul de exploatare al acumulării, după cum se arată în subcapitolul 3.6, prin care se stabilește repartiția lunară a debitelor regularizate, valorile asigurate în lunile de iarnă ale anilor secetoși și variația lunară a nivelelor de lac, pe baza cărora se poate calcula efectul energetic al acumulării.

Pentru fiecare variantă se determină efectul energetic și apoi se aduc la echivalență, considerînd că diferențele de putere și energie s-ar obține cu ajutorul unei C.T.E. cu același regim de funcționare ca al U.H.E. proiectate. Soluția optimă se obține prin comparația tehnico-economică a variantelor.

3.5.4. **Stabilirea nivelului minim de exploatare al unei acumulări.** Prin coborîrea nivelului minim de exploatare al unei acumulări se mărește volumul util și gradul de regularizare al debitelor, totodată însă prin reducerea căderii nete folosite de turbine se micșorează puterea disponibilă a centralei și producția medie de energie. La uzinele baraj și la uzinele la care căderea creată prin baraj are o pondere importantă, scoborîrea nivelului minim de exploatare, sub o anumită limită, conduce la o reducere importantă a randamentului și a puterii turbinelor.

Stabilirea valorii optime pentru nivelul minim se poate calcula prin compararea mai multor variante de nivel minim. Pentru fiecare variantă se calculează, pe baza planurilor de exploatare ale acumulării, valorile debitelor regularizate și asigurate, pierderile de apă prin deversare, calitatea energiei produse (vîrf, semivîrf și bază), puterile asigurate și producția anuală medie de energie, ținînd seama și de influența variației căderilor nete asupra randamentului turbinelor.

3.5.5. **Justificarea alegerii soluțiilor pentru schemele de amenajare ale** U.H.E. Pentru stabilirea schemelor de amenajare a U.H.E. este necesar să se analizeze împărțirea în trepte, sectorul fiecărei uzine, tipul de schemă și dispoziția elementelor principale. În acest scop se studiază mai multe variante, la care corespund valori diferite pentru: puterile instalate și asigurate, producții medii de energie și calitatea energiei obținute, cheltuielile de investiție și cheltuielile anuale de exploatare, precum și pentru durata și condițiile de execuție a lucrărilor.

Alegerea soluțiilor se face pe baza calculelor tehnico-economice comparative ale variantelor, în care scop aceste variante sînt aduse la echivalența din punctul de vedere al efectului lor energetic cu ajutorul indicilor C.T.E. de înlocuire.

În cazul schemelor de amenajare complexe cu aducțiuni secundare, justificarea includerii lor în schema de amenajare se face pe baza valorii debitelor care pot fi derivate și a producției suplimentare de putere și energie obținută. În investițiile și cheltuielile anuale pentru puterea instalată suplimentară se ține seama și de creșterile corespunzătoare ale măririi volumului acumulării și a măririi secțiunii aducțiunii și puterii instalate în centrală.

Realizarea aducțiunilor secundare se justifică în cazul cînd din calculul comparativ, față de varianta în care s-ar obține același efect energetic, cu ajutorul unei C.T.E., rezultă că diferența de investiții se recuperează într-un termen egal sau mai mic decît durata normată $D_n$.

## 3.6. STABILIREA PLANURILOR DE EXPLOATARE ALE UZINELOR HIDROELECTRICE ȘI A VOLUMELOR ACUMULĂRILOR CORESPUNZĂTOARE

3.6.1. **Generalități.** În Secțiunea V „Gospodărirea apelor" se arată metodologia generală a calculelor de gospodărire a apelor, de dimensionare a volumelor acumulărilor și de elaborare a planurilor dispecer.

Pentru amenajările hidroenergetice calculele privitoare la planurile de exploatare ale acumulărilor prezintă anumite aspecte particulare, care depind de caracteristicile U.H.E., de rolul acestor uzine în cadrul sistemului energetic și de regimul de variație al consumului de energie electrică.

Amenajările hidroenergetice au următoarele caracteristici în raport cu celelalte folosințe ale apei:

— în exploatarea U.H.E. trebuie să se urmărească utilizarea întregului stoc de apă afluent;

— debitele utilizate sînt restituite integral fără influențe negative asupra calității apei;

— acumulările sînt folosite pentru modificarea regimului debitelor în tot cursul anului și a fiecărei zile:

— prin planurile de exploatare ale U.H.E. cu acumulări mari se realizează o regularizare a debitelor în toate lunile anului, urmărindu-se însă o mărire a debitelor folosite în lunile de iarnă;

— studiul regularizării debitelor este necesar să fie făcut ținînd seama de rolul U.H.E. în funcționarea sistemului energetic și de posibilitățile de conlucrare cu alte U.H.E. cu acumulări.

Elaborarea calculelor de gospodărire a apei și a planurilor de exploatare este necesară atît la proiectarea amenajărilor hidroenergetice pentru stabilirea volumului acumulărilor, a parametrilor și a regimului de funcționare, cît și în decursul funcționării amenajării pentru folosirea U.H.E. în condiții optime în ansamblul sistemului energetic. [14, 26 și 30].

3.6.2. **Uzine hidroelectrice cu acumulări mici pentru regularizarea zilnică sau săptămînală a debitelor.** În cazul regularizării zilnice este necesar să se determine volumul de apă necesar pentru compensarea zilnică, puterea asigurată a U.H.E., influența variației nivelului apei în bieful amonte și aval la uzinele fluviale, precum și diferențierea energiei produse în energie de vîrf, semivîrf și bază.

Volumul de apă necesar pentru compensarea zilnică se calculează pe baza studiului încadrării producției U.H.E. în curbele de sarcină a sistemului energetic și a puterii asigurate corespunzătoare. Valoarea minimă a volumului pentru compensarea zilnică se calculează pe baza debitului afluent cu asigurarea de calcul (90%) de pe curba de durată anuală, corespunzătoare perioadei cu sarcină de vîrf maxime (decembrie — ianuarie). Pentru acest debit $Q_{as}$ se calculează producția zilnică de energie și puterea asigurată de vîrf, care trebuie să aibă în luna decembrie o durată de utilizare de circa 8 h/zi. Prin încadrarea corespunzătoare în curba de sarcină se obține volumul necesar pentru compensarea zilnică pe baza însumării diferențelor dintre debitul afluent $Q_{as}$ și debitele turbinate la vîrful de dimineață și seară. În cazul în care $Q_{as} = 0{,}30\ Q_m$, volumul bazinului este: $V_z \approx (13\,000 \ldots 17\,000) \times Q_m$ [m³], în funcție de durata vîrfului de dimineață.

În cazul uzinelor de cădere mică și a celor fluviale trebuie luate în considerare, la calculul puterii asigurate și a producției de energie, variațiile căderii nete ale U.H.E. cu regularizare zilnică, provocate de variațiile de nivel în bazinul de retenție și în aval de centrală, din cauza funcționării în regim de vîrf.

În acest scop este necesar să se calculeze variațiile de nivel în bieful amonte și cel aval corespunzătoare pentru diferite debite afluente și curbe de sarcină caracteristice ale uzinei, ținînd seama de efectul mișcării nepermanente ale apei. Valoarea pierderilor de energie din cauza regimului de funcționare cu regularizare zilnică pot ajunge pînă la 3 — 5% din producția de energie în regim de funcționare de bază.

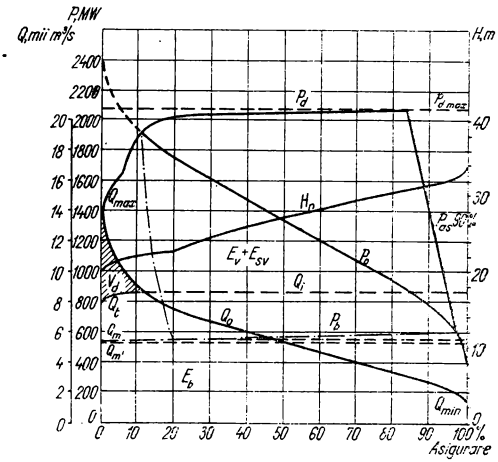



Fig. XVIII.22. Curbele de durată ale debitelor și ale puterilor și date caracteristice ale U.H.E. fluviale :

$Q_0, P_0$ — curbele de durată ale debitelor și puterilor medii zilnice; $H_n$ — variația căderii în funcție de debitul afluent $Q_0$; $P_d$ — puterea disponibilă a U.H.E. la funcționare cu regularizare zilnică; $P_b$ — sarcina de bază corespunzătoare debitului de servitute; $E_b$ — energie de bază; $E_v + E_{sv}$ — energie de vîrf și semivîrf; $V_d$ — debite deversate.

Calculul producției medii anuale de energie și a diferențierii calitative a energiei în raport cu puterea instalată și cu volumul bazinului de compensare, se face pe baza curbei de durată a puterilor, ținînd seama că durata de utilizare zilnică a energiei de semivîrf este de circa 16 — 18 h și a limitei inferioare a zonei de vîrf circa 10—12 h. La uzinele fluviale este necesar să se țină seama de debitul de servitude care trebuie turbinat pentru asigurarea navigației și de reducerea căderii utile în perioadele de ape mari (fig. XVIII.22).

În cazul regularizării săptămînale a debitelor volumul bazinului de compensare se calculează ținînd seama de durata intervalelor de sarcină redusă din zilele de repaus. Considerînd că debitul afluent cu asigurarea de calcul (90%) este egal cu 0,30 $Q_m$ ar fi necesar ca volumul bazinului de compensare săptămînală să fie cuprins între : $V_s \approx$ (34 000...60 000) $Q_m$ [m³]. În mod normal, cu o singură zi de repaus, prin regularizarea săptămînală se pot mări debitele asigurate cu circa 10—15%.

3.6.3. **Uzine hidroelectrice cu acumulări pentru regularizarea sezonieră a debitelor.** Cu ajutorul acumulărilor, care au coeficienţi de acumulare între circa 5 şi 15 % din stocul mediu anual, se poate realiza o regularizare parţială, printr-o mărire a debitelor în perioadele de ape mici cu 40 — 100 %, în special din lunile de vîrf de iarnă, şi prin reducerea pierderilor prin deversoare cu 5 — 20 %.

În vederea stabilirii volumului acumulării se calculează valoarea debitelor regularizate corespunzătoare la mai multe variante de volum util, cu ajutorul curbei integrale a debitelor afluente (fig. XVIII.23). Pentru repartiţia pe luni a valorii debitelor regularizate se ţine seama de valorile relative ale duratei de utilizare a puterii de vîrf din fiecare lună, conform datelor din tabelul XVIII.2.

Anul secetos de calcul se alege, din întreaga serie de ani de observaţie din trecut, în raport cu valoarea debitelor la ape mici din perioada de vîrf a semestrului de iarnă. Pe baza debitelor asigurate $Q_{as}$ din luna decembrie se calculează puterea asigurată $P_{as}$ cu relaţia (XVIII.36), ţinînd seama de durata de utilizare minimă din tabelul XVIII.2 şi a căderii corespunzătoare nivelului în lac $H_{nas}$, pentru diverse variante de volum util al acumulării. De asemenea, plecînd de la aceste date se calculează pentru fiecare variantă producţia de energie pentru seria de ani din trecut, pe baza debitelor medii lunare utilizabile şi a planului dispecer de utilizare al acumulării. Din producţia de energie a fiecărei luni se calculează cotele corespunzătoare zonei de vîrf, semivîrf şi bază.

3.6.4. **Uzine hidroelectrice cu acumulări pentru regularizarea anuală a debitelor.** Prin regularizarea anuală a debitelor se măreşte redistribuirea debitelor pe întregul an, astfel ca să fie în concordanţă cu necesităţile energetice. Volumul acumulării necesar depinde de regimul de variaţie în cursul anului atît a debitelor afluente, cît şi a consumului de energie electrică, care în condiţiile ţării noastre au sensuri de variaţie contrare. Din această cauză volumul acumulărilor este necesar să corespundă unor coeficienţi de acumulare cuprinşi între 15 şi 35 % din stocul mediu anual.

Stabilirea volumului acumulărilor pentru regularizarea anuală a debitelor se face prin metode grafo-analitice pe baza folosirii seriei cronologice de date asupra debitelor din trecut utilizînd curbele integrale ale debitelor afluente.

Anul de calcul se consideră că începe la finele perioadei de ape mici, pentru a se putea face bilanţul cocret al ciclului de umplere şi golire a lacului.

Pentru obţinerea unei regularizări anuale, volumul acumulării se determină pe baza regimului debitelor din anul care corespunde cu asigurarea de calcul (90 %) atît în ceea ce priveşte stocul anual, cît şi în ce priveşte stocul din semestrul de iarnă (sau un an apropiat care respectă această condiţie).

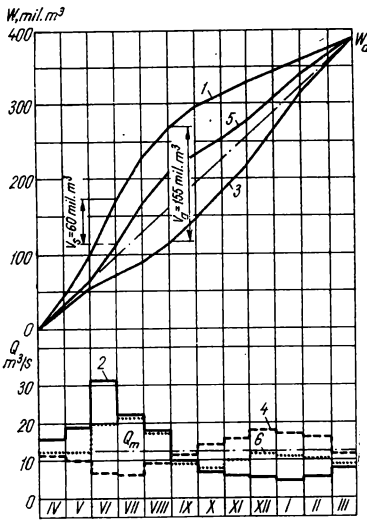



Fig. XVIII.23. Regularizarea sezonieră şi anuală a debitelor:

*1, 2* — curba integrală şi debitele medii lunare afluente; *3, 4* — curba integrală şi debitele pentru regularizarea anuală; *5, 6* — idem, pentru o regularizare sezonieră; $V_a$ — volum necesar pentru regularizarea anuală; $V_s$ — volum pentru o regularizare sezonieră.

Repartiția pe luni a valorilor debitelor regularizate se calculează prin împărțirea stocului anului de calcul pe fiecare lună în proporția corespunzătoare duratelor de utilizare minime lunare indicate în tabelul XVIII.2 pentru U.H.E. cu regularizarea anuală a debitelor. Volumul necesar al acumulării $V_u$ se obține cu ajutorul curbei integrale a debitelor afluente și a debitelor regularizate (fig. XVIII.23).

Debitele regularizate obținute astfel reprezintă debitele corespunzătoare asigurării de calcul (90 %) și pe baza lor se calculează puterea asigurată $P_{as}$ ținînd seama de durata de utilizare zilnică corespunzătoare $T_{vz}$ din tabelul XVIII.2 și căderea $H_{nas}$ corespunzătoare nivelului în lac în luna decembrie.

Cu ajutorul unui plan dispecer se calculează debitele lunare regularizate pentru seria de ani din trecut, căderile, puterile maxime disponibile și producția de energie, cu repartiția ei pe zonele de vîrf, semivîrf și bază.

Volumul acumulării stabilit pe baza anului cu 90 % asigurare se poate umple în fiecare an, cu excepția anilor foarte secetoși, iar în ani ploioși se pot produce pierderi prin deversare.

La elaborarea planurilor de exploatare a U.H.E. și pentru stabilirea volumului optim al acumulărilor acestora, este necesar să se determine posibilitățile de regularizare care corespund variantelor de volum ale acumulărilor, realizabile în cadrul schemelor respective, în funcție de condițiile tehnice și economice.

În acest scop este necesar ca pe baza volumelor lacurilor de acumulare prevăzute în diverse variante să se stabilească prin aproximații succesive posibilitățile optime de regularizare a debitelor, valorile debitului cu asigurarea de calcul și valorile puterii asigurate ($P_{as}$= 90 %) și ale producției de energie. Pentru aceasta este necesar ca pentru fiecare variantă de volum să se elaboreze planuri dispecer cu ajutorul cărora să se întocmească planul de exploatare pe întreaga serie de ani cu date hidrologice, sau cel puțin pentru un șir de ani caracteristici.

3.6.5. **Uzine hidroelectrice cu acumulări pentru regularizarea multianuală a debitelor.** Prin regularizarea multianuală a debitelor se realizează o mărire a debitelor asigurate în anii secetoși, în funcție de volumul acumulării, variația debitelor medii anuale și succesiunea anilor secetoși.

Cu ajutorul acumulărilor a căror volum este mai mare decît cel corespunzător regularizării anuale, cu asigurarea de calcul cerută (90 %), se poate realiza un transfer de volum de apă dintr-un an ploios într-unul secetos.

Pentru obținerea unei regularizări mai importante sînt necesare acumulări mai mari, care se umplu complet în 1 — 2 ani ploioși, iar golirea totală a lacului se face în cazul unei succesiuni de 2 — 3 ani secetoși. Din această cauză, pentru studiul regularizării multianuale a debitelor este necesar să se analizeze succesiunea seriilor de ani ploioși și secetoși și să se determine, pentru seriile de ani caracteristice, volumul acumulărilor necesare pentru diferite valori ale debitelor asigurate în anii secetoși, cu ajutorul curbei integrale ale debitelor afluente (fig. XVIII.24). De asemenea, studiul regularizării se poate face prin metode indirecte bazate pe calcule de probabilitate și parametrii statistici ai regimului debitelor [32].

Pentru noile valori medii care se obțin astfel pentru debitele din diverși ani și din anul cu asigurarea de calcul (90 %), se determină, prin aproximatii succesive, repartiția debitelor pe luni, valoarea debitului, a căderii $H_{nas}$ și a puterii asigurate $P_{as}$ și producția de energie, la fel ca în cazul regularizării anuale. În acest scop pentru calculul planului de exploatare pe întreaga serie de ani din trecut, este necesar să se elaboreze planuri dispecer corespunzătoare regularizării multianuale pentru fiecare variantă.

În tabelul XVIII.3 se prezintă pentru cîteva rîuri valoarea coeficientului de regularizare a debitelor $\beta = \frac{Q_{as}}{Q_m}$ în funcţie de coeficientul de acumulare $\alpha = \frac{V_u}{W_m}$ din care rezultă că în general se obţin creşteri sensibile ale debitelor regularizate prin acumulări care au coeficientul $\alpha$ pînă la 0,60 — 0,70.

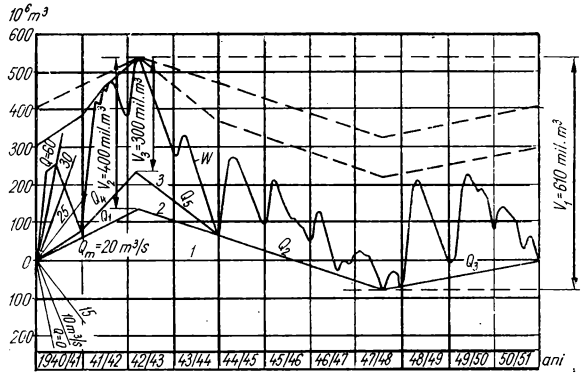



Fig. XVIII. 24. Regularizarea pe mai mulţi ani a debitelor :
*W* — curba integrală a debitelor medii lunare afluente pe o serie de ani ; *1, 2, 3* — curbe integrale a debitelor medii regularizate pe mai mulţi ani în diverse variante : $V_1$, $V_2$, $V_3$ — volume corespunzătoare ale acumulărilor ; $Q_1$, $Q_2$... $Q_5$ — debite medii regularizate.

*Tabelul XVIII.3*

**Variaţia coeficientului de regularizare a debitelor cu 90 % asigurare ($\beta$=90 %), în funcţie de coeficientul de acumulare $\alpha$ pentru cîteva cursuri de apă din zona de munte**

| Denumirea cursului de apă şi a lacului de acumulare | Coeficientul de acumulare $\alpha = \frac{V_u}{W_m}$ | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,00 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,50 | 0,70 | 0,80 |
| Argeş — Vidraru | 0,31 | 0,62 | 0,78 | 0,87 | 0,90 | 0,92 | 0,93 | 0,94 | — |
| Lotru — Vidra | 0,27 | 0,59 | 0,74 | 0,84 | 0,91 | 0,93 | 0,94 | 0,95 | 0,95 |
| Someş-Fîntînele | 0,16 | 0,50 | 0,68 | 0,80 | 0,89 | 0,92 | 0,93 | 0,94 | 0,95 |
| Sebeş-Oaşa | 0,32 | 0,62 | — | 0,86 | 0,89 | 0,92 | 0,93 | 0,94 | 0,95 |
| Olt-Boiţa | 0,33 | 0,60 | — | 0,75 | 0,78 | — | — | — | — |
| Doftana — Brebu | 0,19 | 0,45 | — | 0,67 | 0,70 | 0,73 | 0,76 | 0,78 | 0,79 |
| Bisca — Surduc | 0,11 | 0,35 | — | 0,56 | 0,61 | 0,65 | 0,68 | 0,70 | 0,71 |

*Observaţie.* Valorile coeficentului de regularizare a debitelor sînt calculate cu ajutorul curbei integrale a debitelor afluente.

3.6.6. **Elaborarea planurilor dispecer ale acumulărilor uzinelor hidroelectrice.** Pentru exploatarea în condiţii optime a U.H.E. cu acumulare este necesar ca, atît în anul care corespunde asigurării de calcul cît şi în toţi ceilalţi ani, stocul de apă dispo-

nibil anual să fie repartizat pe luni proporțional cu consumul de energie de vîrf din fiecare lună. Din această cauză la elaborarea planului dispecer este necesar ca să se împartă suprafața graficului în mai multe zone, prevăzîndu-se pe lîngă curba corespunzătoare anului cu asigurarea de calcul (90 %) și alte curbe și anume cel puțin pentru anul normal (50 %) și pentru anul ploios (10 %), precum și curbele auxiliare pentru anii secetoși neasigurați (97 %) și pentru limitarea deversărilor.

Pentru elaborarea planurilor dispecer este necesar să se utilizeze datele hidrologice înregistrate pe întreaga perioadă din trecut. Pe baza analizei acestor date se studiază succesiunea seriilor de ani ploioși și secetoși, precum și a semestrelor de vară și iarnă secetoase și se face clasarea lor. Perioada anuală trebuie considerată în succesiunea semestrul de vară — semestrul de iarnă, deoarece efectul acumulării se realizează prin umplerea în semestrul de vară.

Pentru volumul acumulării, care se examinează, se determină, pe baza curbei integrale a debitelor afluente, pentru anii caracteristici sau pentru întreaga serie de ani din trecut, în funcție de mărimea acumulării, valorile debitelor regularizate, precum și a stocurilor anuale și semestriale din fiecare an. Pe baza acestor date se aleg anii care corespund asigurărilor de calcul caracteristice (97, 90, 50 și 10 %) și pentru stocul corespunzător se calculează debitele regularizate pe luni, proporțional cu energia de vîrf necesară în fiecare lună.

Pentru întocmirea planului dispecer, curba de golire a lacului pentru debitele cu asigurarea de 90 % se calculează pe baza diferențelor de volum dintre valoarea debitelor lunare regularizate cu această asigurare și valoarea debitelor lunare afluente în semestrul de iarnă cu 90 % asigurare. Curba de golire se trasează prin însumarea, în sens invers scurgerii timpului, începînd de la finele lunii martie, a volumelor care trebuie să fie asigurate în lac la începutul fiecărei luni. În cazul unui plan dispecer pentru o regularizare sezonieră sau anuală (corespunzătoare anului cu 90 % asigurare) lacul se consideră gol la finele lunii martie, iar în cazul unei acumulări mai mari se consideră că în lac există volumul de rezervă care rezultă din curba integrală a debitelor. Această operație se face pentru mai mulți ani, apropiați de asigurarea 90 %, adoptîndu-se pentru linia de golire valoarea acoperitoare.

Liniile de golire pentru anul normal și pentru anul ploios se trasează în cazul acumulărilor sezoniere și anuale în mod analog, pe baza diferențelor lunare dintre debitele lunare regularizate și afluente cu asigurarea de 50 %, respectiv 10 %, considerînd lacul gol la finele lunii martie.

În cazul acumulărilor cu regularizare multianuală, liniile de golire pentru anul normal și cel ploios se trasează considerînd lacul plin la sfîrșitul lunii august, calculul liniilor de golire se face pe baza diferențelor dintre debitele regularizate și cele afluente, cu asigurarea de 50 și 10 %, în sensul normal al scurgerii timpului.

Liniile de umplere ale lacului pentru anii cu 90 % asigurare, normal și ploios, se calculează de asemenea în sens invers scurgerii timpului, considerînd lacul plin sau la nivel maxim la sfîrșitul lunii iulie sau iunie și pentru debitele afluente valori corespunzătoare unei asigurări ridicate (75 — 90 %), în special în cazul unor acumulări multianuale, în vederea asigurării umplerii lacului.

Liniile de nedeversare se calculează ținînd seama de valoarea ridicată a debitului instalat al U.H.E. de vîrf în raport cu debitul mediu al cursului de apă.

Pentru anul cu 97 % asigurare linia de golire se calculează considerînd lacul gol la finele lunii martie și debitele afluente ale semestrului de iarnă cel mai secetos, iar linia de umplere corespunzătoare de asemenea semestrului de vară cel mai secetos.

În fig. XVIII.25 se prezintă planul dispecer întocmit astfel pentru regularizarea energetică a unei acumulări de regularizare multianuală parţială. Pentru stabilirea planurilor dispecer optime este necesar să se examineze mai multe variante, utilizîndu-se în acest scop maşini electronice de calcul.

În mod normal prin planul dispecer se corelează debitele regularizate cu volumul de apă din lacul de acumulare; se pot obţine rezultate mai bune dacă se cunoaşte prognoza

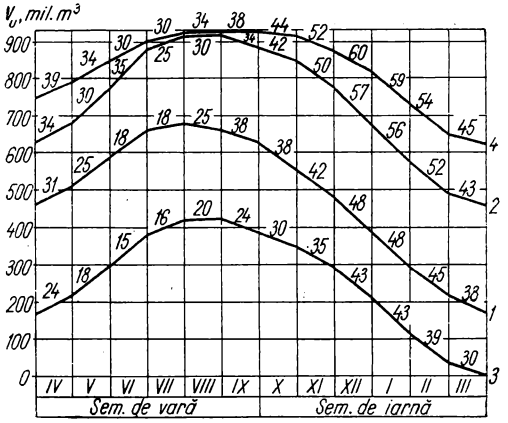



Fig. XVIII. 25. Plan dispecer pentru o U.H.E. cu regularizare multianuală parţială. Curbele de asigurare ale debitelor medii lunare, în $m^3/s$:
*1* — an secetos (90%); *2* — an normal (50%); *3* — an foarte secetos (97%); *4* — an ploios (10%).

debitelor sau dacă se face o corelare a debitelor regularizate şi cu debitele afluente, în special în cazul acumulărilor multianuale, pentru a se evita o golire prea accentuată a lacului, în primul an dintr-o serie de ani secetoşi.

În cazul acumulărilor U.H.E. importante, care asigură apa pentru mai multe folosinţe, elaborarea planurilor dispecer este mai complicată, în special din cauza irigaţiilor. În aceste cazuri pentru a se asigura stocul minim de apă necesar producţiei de putere şi energie minime indispensabile a U.H.E. în lunile de iarnă, trebuie să se prevadă în planul dispecer linii de restricţie de consum în perioada de vară în funcţie de volumul de apă existent în lac.

Soluţia optimă dintre mai multe variante de planuri dispecer se stabileşte prin calcule tehnico-economice [32].

3.6.7. **Planul de exploatare al uzinelor hidroelectrice în cascadă.** În cazul unei U.H.E. de vîrf de mare putere cu acumulare importantă, amenajată în zona superioară a unui bazin hidrografic, planul de exploatare al acestei uzine permite în general o regularizare energetică a debitelor şi pentru cascada de U.H.E. din aval. Planul de exploatare al uzinelor cu lacuri de acumulare din aval va fi necesar să asigure numai regularizarea debitelor care provin de pe diferenţa de bazin.

În cazul unei acumulări importante cu o U.H.E. de putere relativ mică, amplasată pe un afluent în amonte de o U.H.E. de mare putere cu acumulare mai mică, planul de

exploatare al U.H.E. din amonte se întocmeşte astfel ca să se asigure compensarea debitelor la uzina mai importantă din aval, utilizîndu-se curbele integrale ale debitelor afluente la cele două U.H.E.

3.6.8. **Coordonarea planurilor de exploatare a mai multor uzine hidroelectrice din cadrul sistemului energetic.** U.H.E. cu mari lacuri de acumulare şi U.H.E. fluviale, din cadrul unui sistem energetic, fiind amplasate în general pe cursuri de apă a căror regim hidrologic prezintă diferenţe, pot avea în urma coordonării planurilor lor de exploatare un regim de funcţionare mai avantajos pentru sistemul energetic.

Elaborarea planului coordonat optim de exploatare constituie o problemă dificilă din cauza numărului mare de factori care intervin. În principiu, calculele de coordonare a planurilor de exploatare se fac pe baza puterilor care corespund debitelor afluente, a capacităţii energetice corespunzătoare volumului lacurilor şi a stocurilor anuale afluente.

## 3.7. INVESTIŢIILE ŞI CHELTUIELILE ANUALE DE EXPLOATARE ALE UZINELOR HIDROENERGETICE

3.7.1. **Investiţiile.** Definirea categoriilor de investiţii (investiţie de bază, colaterale şi conexe, valori de deviz şi valori de calcul) etc. şi modul de elaborare a devizelor lucrărilor hidrotehnice sînt arătate în Secţiunea VII.

Pentru a se releva mărimea efortului de investiţie, pentru construcţia unei U.H.E. şi pentru compararea cu alte U.H.E. sau alte tipuri de centrale, indicii specifici principali utilizaţi sînt :

— investiţia specifică pentru un kW instalat : $i_H = \frac{I_H}{P_i}$ [lei/kW$_i$] ;

— investiţia specifică pentru o kWh de producţie medie anuală de energie $a = \frac{I_H}{E_m}$ [lei /kWh an].

Mărimea investiţiilor specifice ale U.H.E. variază în limite mari, depinzînd de condiţiile naturale, de tipul amenajării, de volumul acumulărilor şi valoarea bunurilor inundate, de căderea amenajată, de mărimea puterii instalate şi gradul de supraechipare. De asemenea, repartiţia investiţiilor pe elementele componente ale amenajărilor prezintă diferenţe importante. În tabelul XVIII.4 se arată, pentru orientare, cotele din investiţiile totale ale U.H.E. care corespund diferitelor părţi de lucrări.

Pentru o amenajare creşterea valorii investiţiilor în raport cu puterea instalată este aproximativ proporţională cu costul echipamentului şi cu a unei părţi din cel al lucrărilor de construcţie, reprezentînd în special costul creşterii secţiunii aducţiunii, a clădirii centralei şi în unele cazuri a volumului acumulării, după o relaţie de forma : $I_H = I_{Ho} + i_{Hs} P_i$ în care :

— $I_{H_0}$ este partea constantă din valoarea investiţiei ;

— $i_{Hs}$ este indicele specific de cost al kilowatului suplimentar instalat.

Investiţiile specifice totale $i_H$ ale amenajărilor hidroenergetice sînt mai mari decît acelea ale centralelor termoelectrice, în afară de unele cazuri excepţionale, în schimb însă investiţiile specifice pe 1 kW suplimentar instalat sînt în general de acelaşi ordin de mărime ca la C.T.E., iar pentru U.H.E. de mare cădere cu aducţiuni scurte şi pentru U.H.E.A.P. sînt mai mici.

3.7.2. **Cheltuielile anuale şi preţul de cost al energiei.** Cheltuielile anuale de exploatare ale uzinelor hidroelectrice se compun din cheltuieli indirecte şi cheltuieli directe de exploatare.

*Tabelul XVIII.4*

**Repartizarea procentuală a investiţiilor pe diferitele părţi de lucrări de amenajare U.H.E. de diverse tipuri**

| Tipuri de amenajări | Uzine-baraj de cădere mică şi mare | | Uzine de derivaţie de cădere mică şi mare | | Uzine cu baraj şi derivaţie cu acumulări mici | Uzine cu baraj şi derivaţie cu acumulări mari |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Părţi de amenajare | % din cheltuielile de investiţie | | | | | |
| 1. Valoarea terenului şi despăgubiri | 4—10 | | 3 | 1 | 3 | 4—8 |
| 2. Studii de teren şi proiectare | 2—4 | | 2 | 2 | 2 | 3—4 |
| 3. a) Baraj mobil şi diguri | 40 | — | 10 | 8 | — | — |
| b) Baraj rezervor | — | 45 | | — | 25 | 20—25 |
| 4. a) Canale, regularizarea rîului | 6 | 2 | 40 | 1 | 2 | 40—15 |
| b) Galerii, conducte, camere de echilibru | — | 5 | — | 50 | 30 | — |
| c) Aducţiuni secundare | — | 5 | — | 5 | 5 | 15—25 |
| 5. Clădirea centralei | 15 | 8 | 12 | 10 | 10 | 6—8 |
| 6. Echipament electromecanic | 32 | 20 | 32 | 20 | 18 | 8—12 |
| 7. Drumuri de acces şi amenajări în regiune | 2 | 4 | 2 | 3 | 5 | 4—10 |

Cheltuielile indirecte sînt formate din cotele de amortizare şi reparaţiile capitale, ale fondurilor fixe în funcţiune. Prin legea nr. 62/1968 s-a stabilit pentru categoriile principale de lucrări următoarele valori pentru durata de serviciu normată:

— baraje de pămînt, piatră şi beton 100 ani;
— construcţii accesorii ale barajelor 80 ani;
— canale căptuşite şi necăptuşite 70 ani;
— galerii de aducţiune şi de fugă 100 ani;
— conducte de aducţiune şi forţate 65 ani;
— castele şi camere de apă 50 ani;
— clădirile centralelor la suprafaţă 60 ani;
— construcţiile centralelor subterane 80 ani;
— turbine hidraulice 30 ani;
— generatoare electrice 20 ani;
— transformatoare şi instalaţii electrice 25 ani,

Pentru reparaţii capitale cotele medii anuale reprezintă între 0,3 şi 0,5 % din valoarea fondurilor fixe totale ale U.H.E.. funcţie de ponderea costului echipamentului (15—25 %) din investiţia totală.

În calculele economice pentru stabilirea parametrilor și a dimensiunilor construcțiilor este necesar să se diferențieze valorile normelor de amortizare, ținînd seama de durata reală de viață și de cheltuielile de reparații capitale ale diferitelor construcții.

Cheltuielile directe de exploatare ale U.H.E. sînt formate din cheltuieli pentru salariile personalului permanent al centralei, cheltuielile de întreținere și reparații, cheltuieli generale de administrație și cheltuieli speciale suplimentare diverse.

Mărimea cheltuielilor directe de exploatare depind de puterea instalată a centralei, de tipul amenajării și de modul de organizare a exploatării uzinei. Numărul personalului permanent al U.H.E. este limitat prin normative, pentru întreprinderi cu mai multe centrale fiind mai puțin de 1 om/MW.

În general cheltuielile directe de exploatare ale U.H.E. reprezintă între 20 și 50 lei pe kW instalat, cheltuieli mai mici avînd uzinele baraj de mare putere.

În cazul U.H.E. care au stații de pompare în cadrul aducțiunilor secundare și în cazul uzinelor cu acumulare prin pompaj, la cheltuielile directe de exploatare se adaugă costul energiei electrice consumate pentru pompaj.

Pentru calculul prețului de cost al energiei electrice se scade, din valoarea totală a cheltuielilor indirecte și directe de exploatare, cota parte care revine eventual altor folosințe ale apei pentru obiectele amenajării care deservesc aceste folosințe.

Prețul de cost al energiei electrice produse de o U.H.E. se obține prin împărțirea cheltuielilor anuale de exploatare $C_H$, ce revin ramurii energetice, la producția medie anuală de energie a U.H.E. :

$$p_H = \frac{C_H}{E_m} \text{ [lei/kWh]}.$$

## 3.8. CARACTERISTICILE CALCULELOR ECONOMICE ÎN HIDROENERGETICĂ

3.8.1. **Generalități.** Principiile de bază și metodele de calcul economic utilizate în domeniul amenajărilor hidroenergetice prezintă, față de cele utilizate pentru celelalte folosințe ale apelor, unele caracteristici deosebite, datorită importanței valorificării optime a resurselor energetice pentru economia națională și a modului de încadrare a U.H.E. în sistemul energetic și a rolului lor în producția de energie electrică.

Resursele hidroenergetice reprezintă în condițiile țării noastre o parte importantă din resursele de energie primară. Din cauza disponibilităților limitate de combustibili superiori, pentru a se putea acoperi în viitor balanța de combustibil, este necesar să se prevadă amenajarea resurselor hidroenergetice în paralel cu dezvoltarea extracției de cărbune și lignit și cu acoperirea prin import a deficitelor de combustibil care vor mai apare.

Din această cauză în hidroenergetică calculele economice trebuie să fie făcute ținînd seama de efectul sau influența amenajărilor hidroenergetice asupra economiei naționale în ansamblu, și, pentru stabilirea soluțiilor optime de realizare și încadrare în sistemul energetic, este necesar să se utilizeze principiile și metodele energo-economice de calcul privind dezvoltarea și funcționarea instalațiilor sistemului energetic [46].

3.8.2. **Principiile de bază ale calculelor economice în energetică și hidroenergetică.** Asigurarea acoperirii necesităților de putere și energie electrică constituie o obligație ce trebuie realizată în permanență, fiind indispensabilă pentru mersul și dezvoltarea economiei naționale și a vieții social-culturale.

Pentru stabilirea instalaţiilor energetice care sînt necesare pentru acoperirea cerinţelor de putere şi energie electrică, în general, este necesar să se examineze mai multe soluţii sau variante, care se stabilesc în funcţie de resursele energetice disponibile şi de posibilităţile şi condiţiile tehnice şi economice de realizare. Pentru fiecare soluţie sau variantă este necesar să se cunoască aportul de putere şi energie, încadrarea în sistemul energetic, investiţiile şi cheltuielile anuale corespunzătoare, precum şi influenţa asupra ramurilor conexe ale economiei naţionale (combustibil, transport, folosirea complexă a apelor).

Alegerea soluţiilor optime se face pe bază de calcule tehnico-economice prin determinarea eficienţei economice a fiecărei variante analizate, soluţia optimă avînd eficienţa maximă.

3.8.3. **Metode de calcul a eficienţei economice.** Determinarea şi analiza eficienţei economice a obiectivelor energetice se face atît sub forma *eficienţei economice proprii* sau absolute a fiecărei soluţii examinate, prin calculul duratei de recuperare a investiţiei totale pe baza plusprodusului sau a beneficiului care se va obţine prin adoptarea soluţiei respective, cît şi sub forma *eficienţei economice comparative*, prin calculul duratei de recuperare a investiţiei suplimentare dintre două sau mai multe soluţii echivalente energetic, prin economiile de cheltuieli anuale de producţie corespunzătoare.

Pentru sectorul energetic durata de recuperare normată $D_n$, în raport cu care se stabileşte gradul de eficienţă economică a soluţiilor examinate, se consideră egală cu circa 10 — 25 ani, urmînd a fi precizată.

Alegerea variantei optime dintre cele considerate favorabile se face ţinînd seama şi de influenţa altor factori care nu pot fi exprimaţi valoric, pe baza unei analize multilaterale a importanţei pe care o are realizarea fiecărei soluţii asupra economiei naţionale.

3.8.3.1. *Stabilirea eficienţei economice pe baza calculului duratei de recuperare a investiţiei totale.* Aceasta este necesar să se utilizeze, conform H.C.M. nr. 3060/1966, la elaborarea documentaţiilor tehnico-economice, pentru justificarea realizării lucrărilor de investiţie, la care valoarea producţiei anuale se poate evalua în bani utilizînd metodologia de calcul prevăzută în Instrucţiunile oficiale.

Datele de bază necesare calculului duratei de recuperare $D$ a investiţiilor totale $I$ din plus produs $S$ sau beneficiu $B$ din formula de calcul $D_S = \frac{I}{S}$ sau $D_B = \frac{I}{B}$, prezintă unele aspecte particulare în cazul centralelor hidroelectrice şi termoelectrice.

La stabilirea investiţiei totale de calcul necesare pentru construcţia unei centrale electrice trebuie să se ţină seama de cheltuielile de investiţie pentru toate lucrările şi obiectele necesare pentru funcţionarea centralei, precum şi de repercusiunile pe care le are soluţia examinată asupra altor folosinţe sau ramuri ale economiei naţionale.

În acest scop este necesar ca din valoarea investiţiilor colaterale şi conexe să se stabilească partea care se repartizează pentru centrala respectivă în raport cu celelalte folosinţe interesate.

În cazul centralelor termoelectrice şi a uzinelor de acumulare prin pompaj este necesar să se adauge investiţiile pentru mărirea capacităţii de extracţie a combustibilului şi pentru asigurarea transportului la centrală, corespunzătoare sporului de consum anual de combustibil cerut, în cazul în care preţul oficial de livrare al combustibilului (lignit) nu asigură venitul net necesar recuperării investiţiilor respective.

În cazul U.H.E. cu lacuri de acumulare sau derivaţii, care sînt realizate şi pentru acoperirea cerinţelor altor folosinţe ale apei, este necesar ca investiţiile corespunzătoare obiectelor cu folosinţă complexă să fie repartizate pe folosinţele beneficiare şi să se

includă în investiţia totală de calcul a uzinei numai cota corespunzătoare folosinţei energetice.

Calculul efectului imobilizării fondurilor de investiţie pe durata execuţiei lucrărilor şi a atingerii parametrilor proiectaţi se face după cum se arată la Secţiunea VII, ţinînd seama că sistemul energetic poate utiliza integral de la intrarea în funcţiune aportul de putere şi energie ce poate fi dat de uzinele hidroelectrice.

Cheltuielile anuale de producţie ale centralelor se calculează după metodologia generală, ţinînd seama de cota parte din cheltuielile de exploatare ale obiectelor care se utilizează în comun de mai multe folosinţe.

Valoarea producţiei anuale a centralelor se calculează pe baza energiei şi a puterii livrate şi a preţurilor de vînzare a energiei la barele centralei, stabilite ţinînd seama de calitatea energiei livrate (vîrf, semivîrf, bază, sezonieră, noapte etc.) şi de rolul centralei în funcţionarea sistemului energetic.

În cazul U.H.E. cu acumulare se ţine seama şi de sporul de producţie şi de modificarea calităţii energiei livrate de alte U.H.E. din aval, care beneficiază de regularizarea debitelor sau de un aport suplimentar de debit datorit uzinei din amonte. De asemenea, la U.H.E. cu acumulare, care prin regularizarea debitelor acoperă cerinţele sau au efecte favorabile asupra folosinţelor de apă din aval, este necesar să se calculeze efectul economic şi valoarea serviciilor prestate acestor folosinţe, în cazul în care nu s-a făcut o repartizare pe folosinţe a investiţiilor şi a cheltuielilor anuale corespunzătoare obiectelor amenajării, care prezintă interes pentru alte folosinţe.

Valoarea plusprodusului şi a beneficiului rezultă din diferenţa dintre valoarea producţiei totale anuale şi cheltuielile anuale de producţie (inclusiv, respectiv exclusiv, impozitul pe circulaţia produselor).

Determinarea eficienţei economice cu ajutorul acestei metode permite cunoaşterea gradului de eficienţă a unui obiectiv energetic în funcţie de tarifele de vînzare a energiei electrice şi de măsura în care se poate face diferenţierea calitativă a energiei electrice livrate sistemului energetic.

3.8.3.2. *Stabilirea eficienţei economice comparative* a unei soluţii în raport cu alte soluţii sau variante, se utilizează în general în toate calculele tehnico-economice din ramura energiei electrice.

Pentru stabilirea eficienţei economice comparative se calculează durata de recuperare a investiţiei suplimentare între două variante prin economiile de cheltuieli anuale de producţie, conform relaţiei $D_1 = \frac{I_1 - I_2}{C_2 - C_1}$, sau în cazul mai multor variante se calculează pentru fiecare variantă cheltuielile anuale totale de calcul $z$, conform relaţiei : $z_i = C_i + aI_i$, în care valoarea coeficientului normat de eficacitate $a = \frac{1}{D_n}$ se consideră 0,10 — 0,04 pentru ramura energiei electrice.

Pentru a se putea calcula corect eficienţa economică comparativă a obiectivelor energetice este necesar ca diferitele soluţii sau variante care sînt examinate să fie aduse la echivalenţă, atît din punctul de vedere al efectului lor energetic, cît şi al influenţei lor asupra altor ramuri ale economiei naţionale.

Condiţiile care trebuie să fie îndeplinite de diferitele soluţii sau variante de lucrări privind amenajările hidroenergetice şi centralele termoelectrice, care se compară între ele, pentru a avea efecte echivalente asupra sistemului energetic şi a economiei naţionale sînt următoarele :

— puterea disponibilă asigurată şi energia electrică care vor fi livrate sistemului energetic trebuie să aibă aceleaşi valori nete, ţinîndu-se seama la echivalarea soluţiilor şi de consumurile diferite de putere şi energie pentru serviciile interne ale centralelor termo şi hidroelectrice, precum şi de influenţa amplasamentelor centralelor asupra pierderilor pe liniile de trasnport;

— asigurarea continuităţii alimentării cu energie electrică a consumatorilor trebuie să prezinte acelaşi grad de siguranţă, prin prevederea în fiecare variantă a puterii de rezervă pentru avarii şi pentru reparaţii planificate care corespunde caracteristicilor tipului respectiv de centrală;

— regimul de funcţionare, calitatea energiei furnizate şi rolul centralelor în funcţionarea sistemului energetic este necesar să fie aceleaşi în variantele de centrale electrice care se compară între ele. În acest scop, pentru calculul eficienţei economice a uzinelor hidroelectrice este necesar să se ia în considerare, ca soluţii sau variante de înlocuire, alte centrale electrice cu regim de funcţionare asemănător, astfel U.H.E. de vîrf se compară cu centrale cu turbine cu gaze, grupuri de condensaţie de construcţie specială şi centrale cu acumulare prin pompaj, iar U.H.E. de bază (pe firul apei) se compară cu centrale termoelectrice cu parametri superiori, echipate cu grupuri de 100 — 300 MW;

— efectul pe care îl va avea fiecare soluţie sau variantă asupra consumului de combustibil pentru producerea energiei electrice, ţinînd seama şi de influenţa asupra regimului de funcţionare a centralelor existente, se calculează considerînd că acest combustibil va fi lignit sau eventual combustibil importat;

— în cazul amenajărilor hidroelectrice cu lacuri de acumulare sau derivaţii care prezintă interes şi pentru alte folosinţe ale apelor, este necesar ca în variantele de înlocuire să se includă pentru echivalare şi lucrările de gospodărire a apelor, care ar permite rezolvarea independentă a cerinţelor celorlalte folosinţe de apă.

Investiţiile totale de calcul şi cheltuielile anuale de producţie corespunzătoare fiecărei soluţii sau variante luate în consideraţie la calculul eficienţei comparative se stabilesc astfel cum s-a arătat la calculul eficienţei economice proprii, cu următoarele precizări:

— pentru echivalarea efectelor energetice ale variantelor examinate se calculează investiţiile şi cheltuielile anuale corespunzătoare, considerînd că diferenţele de putere, energie şi consum de combustibil vor fi acoperite prin centrale avînd indicii specifici de investiţie şi preţul de cost al energiei egal cu al centralelor de echivalare (de vîrf, semivîrf, bază) pe combustibil lignit sau de import;

— pentru diferenţele de echivalare corespunzătoare efectelor pe care le are realizarea unei U.H.E. cu acumulare în ramurile conexe ale economiei naţionale, se calculează investiţiile şi cheltuielile anuale ţinînd seama de soluţiile de înlocuire optime care pot fi luate în considerare pentru celelalte folosiţe în cazul în care nu se realizează amenajarea hidroenergetică respectivă;

— în cazul în care în unele variante o parte din investiţii (echipament) sau din cheltuielile anuale (combustibil de import) trebuie să fie făcute în valută străină, este necesar să se facă calcule de echivalare speciale. În acest scop se poate lua în considerare, ca soluţie de echivalare, investiţiile şi cheltuielile anuale care ar fi necesare pentru dezvoltarea unei producţii de mărfuri pentru export prin care să se asigure obţinerea sumelor în valută corespunzătoare.

Calculul repartizării investițiilor și a cheltuielilor anuale ale construcțiilor din cadrul unei U.H.E., care au folosințe complexe, se face în mod normal proporțional cu efectul economic obținut de fiecare beneficiar. În cazul în care efectele sînt dificil de exprimat valoric, se calculează repartiția pe folosințe în raport cu costul unor variante de înlocuire independente.

# 4. GALERII HIDROTEHNICE

## 4.1. FUNCȚIILE ȘI CLASIFICAREA GALERIILOR HIDROTEHNICE

Galeriile hidrotehnice sînt construcții destinate transportului apei necesare de la sursă la consumator, executate la o adîncime mai mare sau mai mică sub suprafața terenului, fără îndepărtarea acestuia.

La aceste construcții hidrotehnice se recurge în următoarele cazuri : traseul pe verticală se află mult sub suprafața terenului, încît săparea unei tranșei devine prea scumpă și uneori imposibil de executat; traseul în plan trece prin zone de coaste cu terenuri alunecătoare sau foarte abrupte și supuse avalanșelor de zăpadă și bolovani; — traseul în plan trece prin zone dens locuite.

Din punct de vedere hidraulic galeriile hidrotehnice pot fi ; sub presiune, cînd toată secțiunea galeriei este umplută cu apă ; fără presiune, cînd apa se mișcă în galerie cu nivel liber.

Din punct de vedere al scopului pentru care sînt destinate, galeriile hidrotehnice se clasifică în : energetice, cînd fac parte din schema unei uzine hidroelectrice sub formă de aducțiune sau galerie de fugă; pentru irigații sau alimentări cu apă ; pentru navigație sau plutărit; pentru descărcarea apei dintr-un bief superior în cel inferior sau devieri de rîuri în timpul construcției unor baraje ; pentru scopuri multiple.

Din punct de vedere constructiv galeriile hidrotehnice se clasifică în : galerii hidrotehnice propriu-zise, cînd axa lor este orizontală sau înclinată cu o pantă de maximum 0,10 și galerii hidrotehnice forțate sau chiar puțuri, cînd axa lor este înclinată mai mult de 0,10 sau chiar verticală.

Avantajele galeriilor hidrotehnice în comparație cu celelalte categorii de aducțiuni, canale deschise sau conducte sînt : durata și siguranța mare în exploatare : reparații reduse și rare ; independență de condițiile climaterice.

Galeriile au însă un cost mai ridicat, o durată de execuție mai lungă și o complexitate mai mare de lucrări necesare realizării lor.

## 4.2. TRASEUL ȘI SECȚIUNILE TRANSVERSALE

4.2.1. **Traseul galeriilor.** La alegerea traseului galeriilor hidrotehnice se ține seama de tipul și destinația galeriei, condițiile de teren, termenul și mijloacele de execuție. Pentru alegerea judicioasă a traseului este necesar să se dispună de date de teren complete și sigure ; soluția optimă va rezulta din comparația tehnico-economică a variantelor posibile de realizat în termenul impus.

4.2.1.1. *Influența tipului și destinației galeriei.* Tipul de galerie, sub presiune sau fără presiune, influențează asupra fixării pe verticală a traseului :

— în cazul galeriilor sub presiune trebuie realizată scurgerea apei sub presiune chiar și în cazul mișcărilor nepermanente în sistem cu o asigurare de 1,50 — 2,00 m coloană de apă deasupra cheii galeriei ;

— în cazul galeriilor fără presiune trebuie realizată scurgerea cu nivel liber a debitelor de apă maxime cu un spațiu liber peste nivelul apei de minimum 0,15 din înălțimea galeriei însă nu mai mic de 40 cm.

Panta longitudinală a galeriilor fără presiune rezultă din calcule tehnico-economice; cea a galeriilor cu presiune de obicei se ia constructiv ($2^0/_{00}$). Panta maximă este limitată de condițiile de transport din timpul execuției; în mod obișnuit pînă la $5^0/_{00}$ și numai în cazuri excepționale mai mare.

În ceea ce privește forma în plan a traseului, galeriile energetice, în vederea micșorării pierderilor de sarcină trebuie să aibă o lungime cît mai redusă, cu cît mai puține coturi, dacă este posibil un traseu rectiliniu. Aceleași cerințe sînt valabile și pentru galeriile destinate navigației și plutăritului. Pentru coturi se impun condiții minime; astfel la galeriile energetice este bine ca traseul la coturi să nu devieze cu mai mult de 60°, iar raza de curbură să fie de minimum 5 diametre sau lățimi ale secțiunii.

La galeriile care servesc ca descărcători permanenți sau temporari, în timpul construcției (galerii de deviere), e necesar să se dea o atenție deosebită la alegerea amplasamentului punctelor de priză și de debușare, în așa fel încît să nu se deranjeze funcționarea sau stabilitatea construcțiilor din imediată apropiere; batardourile în cazul celor temporare, bazinele de liniștire în cazul celor permanente.

4.2.1.2. *Influența condițiilor de teren.* La alegerea traseului unei galerii, ale cărei puncte de capăt sînt impuse, condițiile de teren joacă un rol determinant mai ales acele topografice pe care nu putem să le schimbăm. Se adaugă condițiile geotehnice, care nu pot fi schimbate în ansamblu decît în măsură restrînsă și cu cheltuieli mari.

Este deosebit de important să se dispună de ridicări topografice, care să permită detectarea tuturor accidentelor de pe traseu: văi, torenți, traversări de alte construcții existente etc. Pentru siguranță deplină se vor face recunoașteri amănunțite de teren, iar pentru amplasarea punctelor de atac, (puțuri sau ferestre) trebuie să se dispună de ridicări topografice de detaliu (scara 1 :500, 1 :200 sau 1 :100 pentru proiecte de execuție).

Cunoașterea condițiilor geotehnice este deosebit de importantă, dar în general nu se realizează în întregime decît după străpungerea galeriei, pe traseul ales. Din această cauză este necesar ca, cu un volum acceptabil de lucrări de teren să avem determinate datele geologice în mare, ale regiunii străbătute și datele geologice de detaliu la punctele de ieșire sau zonele apropiate de suprafața terenului, completate cu date geotehnice și hidrogeologice legate în special de stabilitatea în ansamblu și în detaliu a masivelor străbătute după construirea galeriei și a eventualelor uvraje de artă.

Traseul galeriei trebuie ales astfel încît să aibă o acoperire suficientă, atît pe verticală cît și pe orizontală. Se recomandă ca această acoperire să fie de cel puțin 5 diametre la galeriile fără presiune și ceva mai mare la galeriile sub presiune, funcție de natura căptușelii. O atenție deosebită se vor da acestor zone în cazul pericolului de alunecări de versanți, ca urmare a infiltrațiilor din galerie. Se recomandă cînd este posibil, evitarea completă a unor astfel de zone, deoarece măsurile de consolidare sînt foarte costisitoare și niciodată suficient de sigure, mai ales în timp.

Condițiile geotehnice, influențează traseul galeriei prin ușurința sau greutățile pe care le dau în execuție, respectiv prin costul mai mic sau mai mare al galeriei. Din această cauză, evitarea zonelor cu roci slabe, cu coeficienți geotehnici scăzuți și ape subterane abundente este de dorit. Procedeele moderne de execuție cu mijloace mecanizate reduc importanța influenței condițiilor geologice și geotehnice.

O oarecare influență o are și unghiul dintre direcția axei galeriei și direcția stratificației rocilor străbătute; cu cît acest unghi este mai apropiat de 90° cu atît valorile împingerii muntelui sînt mai mici ceea ce ușurează execuția și reduce costul galeriei.

4.2.1.3. *Influența termenului și mijloacelor de execuție.* Uneori termenul de execuție determină punerea în funcțiune a ansamblului din care face parte galeria hidrotehnică, adică termenul de execuție optim al galeriei este mai îndepărtat decît al tuturor celorlalte obiecte. Rol hotărîtor au mijloacele de execuție de care se dispune sau care sînt necesare pentru satisfacerea unui termen impus.

Galeriile se construiesc adeseori în regiuni muntoase, de cele mai multe ori greu accesibile. La alegerea traseului trebuie avute în vedere costul și posibilitatea construirii de drumuri de acces la punctele de lucru, ce sînt necesare fie numai în timpul execuției, fie și în timpul exploatării în cazul existenței și altui obiect (o captare secundară, o traversare, castel etc.).

La fixarea punctelor posibile de atac (ferestre sau puțuri) trebuie ținut seama de faptul că acolo va fi necesar să se amenajeze șantiere cu toate dotările legate de procesul tehnologic specific lucrărilor subterane; stație de compresoare, ventilație, epuismente, stație de betonare cu toate anexele, diverse magazii, colonia etc. Cu cît aceste puncte sînt mai numeroase, cu atît costul lor pe ansamblu este mai mare. Numărul lor este determinat de mijloacele de care se dispune pentru lucrările de excavație și execuția căptușelilor, determinînd viteza de avansare și de termenul impus pentru darea în exploatare a galeriei. Mărirea vitezei de avansare duce la micșorarea numărului punctelor de lucru și deci la micșorarea costului lucrărilor auxiliare pe ansamblu, însă cu mărirea cheltuielilor de transport în interiorul galeriei.

Varianta optimă se determină prin comparații tehnico-economice a mai multor variante alegînd acel traseu care dă avantaje și eficiență economică maximă în cadrul termenului de execuție dat.

Tendința modernă este ca numărul punctelor de atac să fie cît mai redus prin mărirea vitezelor de avansare folosind mijloace moderne de execuție mecanizată.

În fig. XVIII.26 și XVIII.27 sînt indicate ca exemple traseele a două galerii hidrotehnice realizate în țara noastră. Se vede evoluția concepției de proiectare a acestor galerii; lungimea tronsoanelor dintre două puncte de atac crește foarte mult.

4.2.1.4. *Racorduri între galerii și alte obiecte.* Pe anumite porțiuni poate fi avantajoasă construirea de canale deschise sau de conducte în loc de galerii și se pune problema determinării secțiunilor de trecere. Probleme asemănătoare apar în secțiunile de debușare ale galeriilor de fugă sau la extremitățile galeriilor de descărcare.

Aceste secțiuni se stabilesc prin analize tehnico-economice detaliate, folosind, între altele, grafice cu curbe ale costului pe metru liniar de canal sau de conductă, funcție de înălțimea terenului de săpat.

**4.2.2. Influența unor factori asupra formei secțiunilor transversale.** 4.2.2.1. *Influența condițiilor hidraulice.* Condițiile hidraulice influențează asupra formei și mărimii secțiunii transversale a galeriei hidrotehnice. Forma acesteia trebuie să fie optimă din punct de vedere hidraulic (pierderi de sarcină longitudinale minime) iar secțiunea transversală să permită transportul debitului de apă la locul destinat în condițiile impuse de schema de amenajare.

Forma optimă din punct de vedere hidraulic a secțiunii transversale este semicercul pentru aducțiunile cu nivel liber și cercul pentru cele sub presiune.

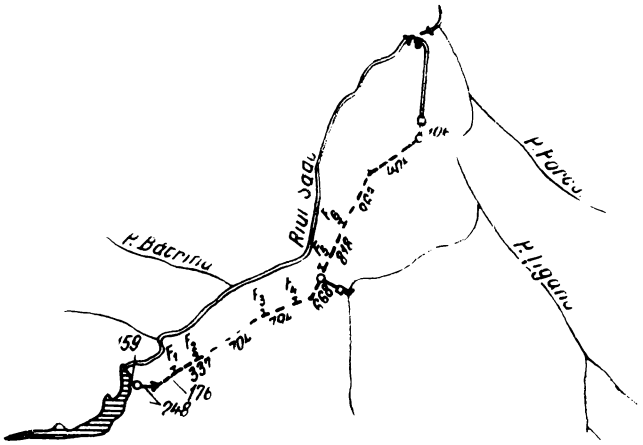



Fig. XVIII.26. Traseul în plan al galeriei de aducţiune al U.H.E. Sadu V.

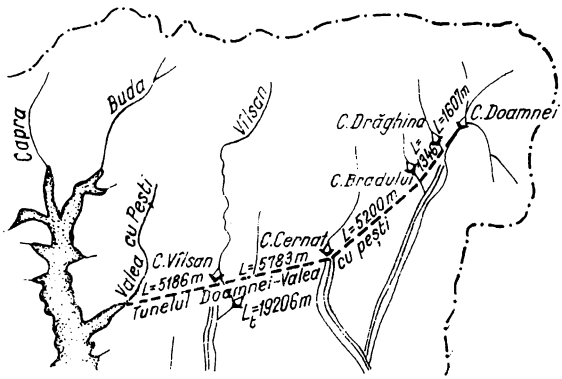



Fig. XVIII.27. Traseul în plan al galeriei de aducţiune Doamnei de la U.H.E. de pe Argeş.

Mărimea secțiunii transversale rezultă din satisfacerea capacității de transport impuse cu viteze funcție de natura pereților și pentru determinarea ei se fac calcule tehnico-economice detaliate, ținînd seama și de alți factori care intervin.

4.2.2.2. *Influența condițiilor geologice.* Masivul de teren în care se sapă o galerie se poate considera ca un mediu elastic supus cîmpului gravitațional. Așa cum se vede în

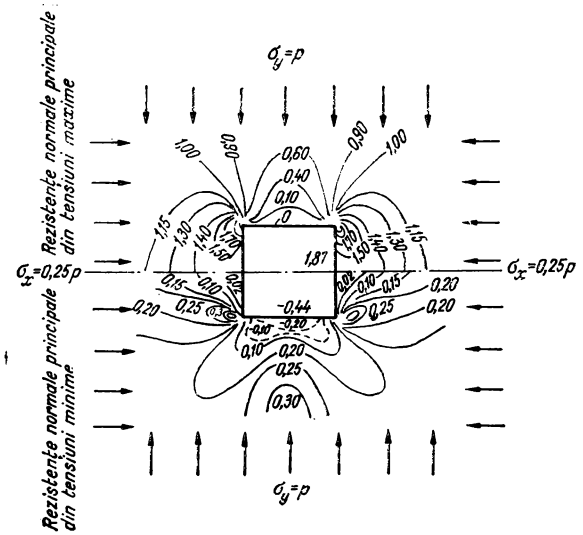



Fig. XVIII. 28. Repartiția teoretică a eforturilor în masivul din jurul unei galerii.

fig. XVIII.28 prin crearea unui gol, apar mari concentrări de eforturi în jurul acestuia; de tensiune la părțile orizontale și de compresiune la părțile verticale. Nepreluarea acestora de către teren duce la apariția de deformații și funcție de natura terenului, apariția surpărilor progresive pînă la închiderea golului.

Pentru păstrarea golului și deci a formei și mărimii secțiunii transversale necesare, se execută căptușeala corespunzătoare, capabilă să preia atît forțele care iau naștere ca urmare a fenomenelor descrise mai sus, cunoscute sub denumirea de împingerea muntelui sau terenului, cît și celelalte forțe provocate de alți factori. Forțele din împingerea muntelui, mai ales atunci cînd constituie forțele principale de dimensionare, impun o formă pentru secțiunea transversală, care de multe ori nu se suprapune peste forma optimă hidraulică.

Apele subterane, mai mult sau mai puțin abundente, gazele mai mult sau mai puțin intense, măresc uneori complexitatea forțelor ce intervin și dificultățile de execuție.

4.2.2.3. *Influența condițiilor de execuție.* Utilajele de execuție se caută să se adapteze la condițiile geologice existente. Termenul de execuție impune adeseori o mecanizare a lucrărilor la maximum, ceea ce duce și la reducerea muncii grele manuale, plină de riscuri.

Gabaritele minime ale utilajelor impun de multe ori mărimea și uneori chiar forma secțiunii transversale a galeriei. Dimensiunile minime pot fi impuse și de normele de tehnica securității muncii pentru lucrări subterane.

4.2.3. **Forme de secțiuni transversale la galeriilor cu nivel liber.** Găsirea unei forme optime a secțiunii transversale care să țină seama de influențele arătate pînă aici este o operație care necesită studierea multor variante. Dacă în ceea ce privește condițiile hidraulice cerințele sînt clare, condițiile de execuție și mai ales condițiile geologice nu au cerințe suficient de precise. La aceasta se adaugă și faptul că multe din ele sînt contradictorii.

S-a arătat că forma hidraulic optimă pentru scurgeri cu nivel liber o reprezintă semicercul. În cazul galeriilor hidrotehnice cu nivel liber nu este însă indicat de aplicat întocmai această formă. Pentru prevenirea surpării tavanului în cazul rocilor tari și pentru reducerea volumului căptușelii la rocile mai moi este necesar ca deasupra acestui semicerc să excavăm aproape încă un semicerc.

La secțiunile cu dimensiuni mai modeste, forma circulară în partea de jos nu satisface necesitățile legate de buna organizare a execuției și în special de folosirea unor metode chiar parțial mecanizate (cel puțin transportul). În general se recurge la o lărgire a părții inferioare, ceea ce, la aceeași suprafață nu scade în mod sensibil capacitatea de transport.

Pe baza experienței cîștigate la executarea și exploatarea galeriilor existente forma secțiunilor transversale a galeriilor hidrotehnice cu liberă scurgere a fost în oarecare măsură tipizată și cazurile mai des folosite sînt arătate în fig. XVIII.29.

Tipul *I* de secțiune, de formă dreptunghiulară cu boltă pleoștită la tavan sau chiar fără, se folosește pentru galerii de dimensiuni mici, executate în roci foarte rezistente, care nu dau nici un fel de împingeri orizontale iar cele pe verticală sînt foarte mici sau lipsesc cu totul.

Tipul *II* avînd bolta sub forma de semicerc, se folosește pentru galerii de dimensiuni medii, executate în roci rezistente, care de asemenea nu dau împingeri orizontale iar cele verticale au valori reduse.

Tipul *III*, alungit, avînd pereții laterali curbi și bolta cu rază mică, se folosește în roci moi, care dau împingeri importante pe verticală și mai mici pe orizontală.

Tipul *IV*, denumit potcoavă, avînd curbi atît pereții laterali cît și radierul, se folosește în roci moi, care dau împingeri mari din toate direcțiile, inclusiv refulări ale vetrei.

Tipul *V*, circular, se folosește în cazul rocilor foarte moi unde sîntem nevoiți să folosim scutul, sau în roci care prezintă fenomene de umflare și împingeri uniforme pe toate direcțiile.

4.2.4. **Forme de secțiuni transversale la galeriile sub presiune.** În cazul galeriilor sub presiune forma circulară, fiind optimă din punct de vedere hidraulic și din punct de vedere static, cînd forțele preponderente care solicită căptușeala sînt cele provenite din presiunea interioară, se folosește aproape în exclusivitate.

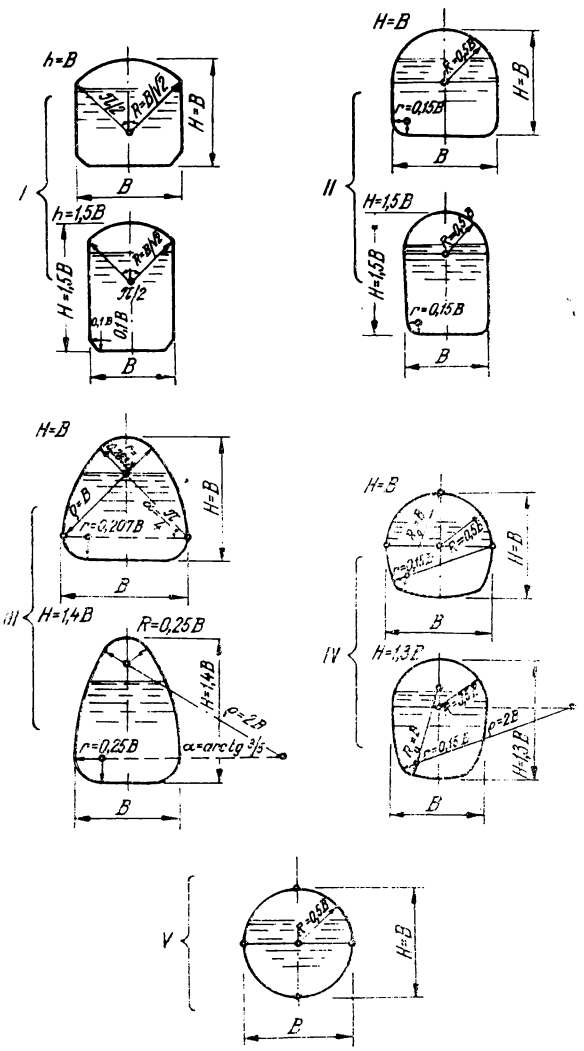



Fig. XVIII. 29. Tipuri de secțiuni transversale la galerii fără presiune.

În cazul secțiunilor mici și a unor valori reduse ale presiunii interioare, se pot folosi și secțiuni necirculare pentru galerii, ca de exemplu secțiunea aducțiunii pentru alimentare cu apă a Combinatului Siderurgic Hunedoara, arătată în fig. XVIII.30, unde presiunea interioară are valoarea de 10 m $H_2O$.

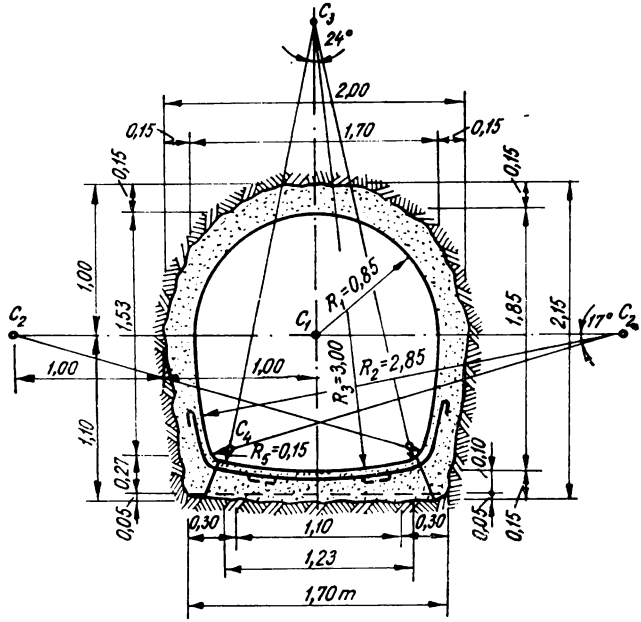



Fig. XVIII. 30. Secțiunea transversală a galeriei de aducțiune Teliuc.

## 4.3. CĂPTUȘELI

4.3.1. **Căptușelile galeriilor cu nivel liber.** Căptușelile, folosite la galeriile fără presiune, se fac cu scopul de a menține conturul excavației la rocile moi, de a împiedica pierderile de apă prin infiltrație în rocile permeabile și pentru reducerea rugozității la rocile foarte rezistente.

Căptușelile se execută, după necesități în limita secțiunii vii, sau pe tot conturul din beton, turnat prin mijloacele obișnuite sau cu aparate de șprit-beton sau chiar cu aparate de torcret cînd denivelările sînt de dimensiuni mai mici. Se va da o atenție deosebită acțiunii apelor subterane existente sau infiltrate din galerie în timpul exploatării cînd galeria se golește pentru revizii. Pentru prevenirea ruperii căptușelii se vor lua măsuri de drenare prin rosturi deschise și eventual prin barbacane.

Dimensiunile căptuşelilor de rezistenţă se determină prin calcul. La căptuşelile de etanşare se iau măsuri suplimentare recurgîndu-se la rosturi transversale şi longitudinale speciale şi după caz aplicîndu-se tencuieli şi făcîndu-se în roca din jur injecţii cu lapte de ciment sau alte substanţe.

Materialele folosite la construirea căptuşelilor galeriilor fără presiune sînt : betonul simplu sau armat, monolit sau prefabricat, zidăria de piatră în cazuri cu totul speciale,

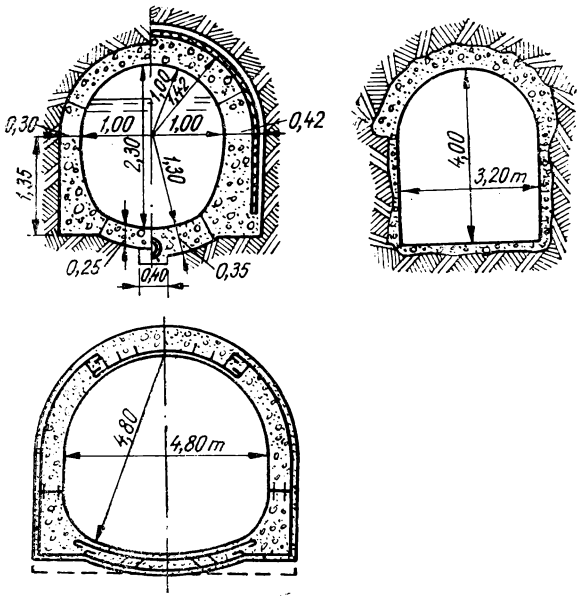



Fig. XVIII 31. Tipuri de căptuşeli pentru galerii fără presiune.

(galerii de deviere contra eroziunii produsă de aluviuni) şi tubingurile de fontă sau oţel în cazul aplicării metodei scutului, în condiţii geologice dificile (fig. XVIII.31).

O atenţie deosebită trebuie dată cînd apele subterane sau chiar apa care este transportată prin galerie sînt agresive. În aceste cazuri se vor folosi de preferinţă cimenturi adecvate la betonul căptuşelii sau uneori protejarea corespunzătoare a betonului contra apelor din exterior sau interior prin straturi izolatoare.

Pentru asigurarea conlucrării dintre căptuşeală şi rocă se execută injecţii de umplere cu mortar şi lapte de ciment în spaţiul gol ce rămîne inerent la cheia galeriei.

4.3.2. **Căptuşelile galeriilor sub presiune.** Căptuşelile, folosite la galeriile sub presiune, se fac în general pentru aceleaşi scopuri ca şi cele de la galeriile cu scurgere liberă, luîndu-se în considerare şi acţiunea forţelor provenite din presiunea interioară a apei.

Materialele folosite sînt de asemenea aceleaşi. Au început să fie folosite şi diferite tipuri de căptuşeli executate din prefabricate sau beton monolit, post comprimate prin diferite procedee.

În general se recurge la următoarele tipuri de căptuşeli :

— căptuşeli de egalizare, cu scopul reducerii rugozităţii, respectiv micşorarea pierderilor de sarcină sau a protejării rocilor care se degradează în timp. În cazul roci-

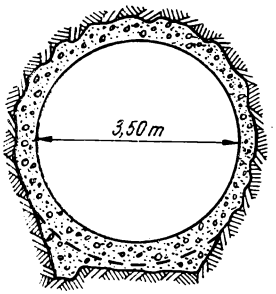



Fig. XVIII.32. Căptuşeală de beton simplu la galerie sub presiune.

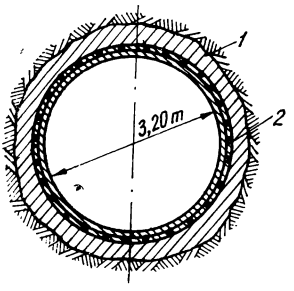



Fig. XVIII.33. Tip de căptuşeală combinată din beton simplu şi torcret armat :
*1* — beton ; *2* — torcret armat.

lor permeabile acestea pot servi şi la micşorarea pierderilor de apă prin infiltraţie. Acest tip de căptuşeli se foloseşte în zonele cu roci rezistente şi la presiuni interioare reduse ;

— căptuşeli de rezistenţă (fig. XVIII.32) dintr-un singur strat de beton simplu sau armat, funcţie de mărimea presiunii interioare şi de caracteristicile geotehnice ale rocilor, folosite în zonele cu roci relativ rezistente şi presiuni interioare moderate ;

— căptuşeli de rezistenţă din mai multe straturi sau combinate, folosite în zonele cu roci moi şi presiuni interioare mari ; în esenţă ele constau dintr-un inel exterior executat din beton simplu sau armat care este destinat să preia împingerea muntelui şi a crea condiţiile pentru executarea unui inel interior care să preia presiunea interioară (fig. XVIII.33). Inelul interior poate să fie executat din beton armat de marcă superioară, torcret armat sau în caz cu totul excepţional din tolă metalică. Tola metalică poate fi folosită la roci mijlocii numai împreună cu un inel exterior de beton simplu. Inelul exterior poate fi realizat uneori din boltari de beton sau din tubinguri (în cazul folosirii metodei scutului). În cazuri speciale, cînd tola se pune din motive de etanşare, în cazul rocilor rezistente inelul exterior poate să lipsească ;

— căptuşeli de rezistenţă de tip special, prin folosirea unor procedee speciale de execuţie : prefabricate postcomprimate, inele speciale contra infiltraţiilor etc. (fig. XVIII. 34).

Aceeaşi atenţie trebuie acordată problemei apelor agresive iar injecţiile de umplere au o importanţă deosebită şi sînt completate de cele mai multe ori cu injecţii de consolidare executate în jurul căptuşelii, iar în cazul rocilor permeabile şi cu scop de etanşare.

4.3.3. **Lucrări de artă pe traseul galeriilor.** Pe traseul galeriilor pot apărea şi lucrări de artă prilejuite de traversarea unor văi şi de legătura cu uvrajele adiacente. În această ultimă categorie intră portalele de intrare şi de ieşire.

Traversarea văilor se poate realiza prin conductă îngropată, conductă la zi susținută de o construcție specială și prin conductă autoportantă.

Portalele au rolul de a consolida capetele căptușelilor (fig. XVIII.35) și de a crea o trecere adecvată de la secțiunea galeriei la secțiunea construcției, ce urmează în continuare, de exemplu o albie deschisă naturală sau un canal. Uneori construcția de racord cuprinde și distrugătorul de energie (dacă viteza se schimbă).

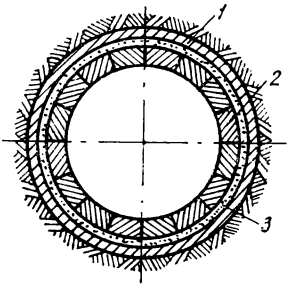



Fig. XVIII.34. Tip de căptușeală precomprimată cu inel interior din bolțari prefabricați (tip Kiesser):
*1* – beton; *2* – bolțari; *3* – mortar injectat.

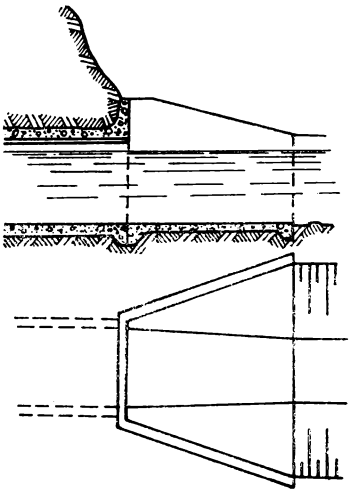


Fig. XVIII.35. Portalul unei galerii.

În general, un portal constă din zidul de portal propriu-zis, zidurile întoarse de racordare cu albie deschisă (aripile) și placa de radier.

Se va da atenție scurgerii apelor de suprafață pluviale prin măsuri favorizînd stabilitatea generală a versantului și ținînd seama de eventualitatea unor avalanșe de zăpadă sau bolovani.

## 4.4. CALCULE STATICE PENTRU DIMENSIONAREA CĂPTUȘELILOR

4.4.1. **Forțele care acționează asupra căptușelilor.** Forțele care acționează asupra căptușelilor galeriilor hidrotehnice după indicațiile date în literatura de specialitate se grupează în felul următor:

4.4.1.1. *Forțe și încărcări principale (de bază)*:

$A_1$ — împingerea muntelui sub toate formele;

$A_2$ — greutatea proprie a căptușelii;

$A_3$ — presiunea hidrostatică a apei din galerie la nivelul de retenție maxim normal;

$A_4$ — presiunea apelor subterane în regim de infiltrații stabilizat prin funcționarea normală a sistemului de drenaj cînd există;

$A_5$ — suprapresiunea dinamică a apei din galeriile sub presiune la creșterea nivelului în castelul de echilibru la scoaterea bruscă de sub sarcină a uzinei hidroelectrice în cazul aducțiunilor, respectiv punerea bruscă sub sarcină în cazul galeriilor de fugă sub presiune.

4.4.1.2. *Forțe și încărcări secundare (suplimentare)*:

$B_1$ — aceeași presiune hidrostatică de la $A_3$ însă la nivelul de retenție catastrofal;

$B_2$ — aceeași presiune hidrostatică de la $A_4$, însă în cazul nefuncționării normale a sistemului de drenaj;

$B_3$ — forțele care apar în urma schimbărilor de temperatură, a contracției și umflării betonului;

$B_4$ — presiunea mortarului la executarea injecțiilor în dosul căptușelii;

$B_5$ — forțe provenite din mecanizarea lucrărilor de execuție.

4.4.1.3. *Forțe și încărcări speciale*:

$C_1$ — forțele seismice;

$C_2$ — influența temperaturii la galerii proiectate în regiunile de îngheț permanent (nu avem această situație în țara noastră).

Combinațiile mai defavorabile de încărcări sînt:

— cazul de exploatare $A: A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$;

— cazul de exploatare $A + B: A_1 + A_2 + A_5 + B_1 + B_2 + B_3$;

— cazul corespunzător perioadei de construcție $A + B: A_1 + A_2 + A_4 + B_4 + B_5$.

Coeficienții de siguranță se iau conform indicațiilor din standarde.

La încărcările indicate se poate adăuga reacțiunea elastică a rocii care apare ca urmare a deplasării căptușelii spre rocă și forțele de precomprimare la căptușelile postcomprimate.

Ținînd seama de efectele principale, încărcările pot fi grupate în două categorii:

— unele care tensionează sau comprimă uniform căptușeala pe contur (simetrice);

— altele care produc forțe normale neuniforme pe contur și momente încovoietoare (asimetrice);

În prima categorie intră: presiunea interioară și exterioară a apei și variația uniformă a temperaturii.

În a doua categorie (factorii încovoietori) intră: împingerea muntelui sub toate aspectele, greutatea proprie, greutatea apei din interior și exterior și altele.

4.4.2. **Baza teoretică a calculelor statice.** Căptușelile galeriilor hidrotehnice, în funcție de natura rocii și destinația galeriei, pot avea un contur închis sau unul deschis. În cazul unui contur închis, căptușeala este considerată ca un cilindru de lungime infinită, cu pereți groși de grosime constantă sau variabilă pe contur, dar constantă în lung. Acest cilindru este așezat într-un mediu elastic infinit. În cazul unui contur deschis, întîlnit la galeriile fără presiune, căptușeala este considerată ca o membrană cilindrică de lungime de asemenea infinită, cu pereți groși de grosime constantă sau variabilă pe contur dar constantă în lung. Această membrană este așezată total sau parțial într-un mediu elastic infinit. În funcție de considerente constructive și de execuție această membrană în secțiune transversală poate fi considerată ca fiind formată din mai multe elemente legate între ele.

Atît materialul din care se execută căptușeala, cît și roca înconjurătoare sînt considerate elastice omogene și izotrope. Ca urmare cilindrul sau membrana cilindrică, preia împreună cu mediul elastic înconjurător (roca) încărcările care acționează asupra căptușelii. Cota parte de încărcări, preluată de căptușeală, depinde de rigiditatea ei și de caracteristicile elastice ale mediului înconjurător.

În legătură cu conlucrarea dintre căptușeală și rocă se subliniază următoarele :

— necesitatea contactului efectiv între căptușeală și rocă, pe tot conturul ;

— conlucrarea se realizează numai pe porțiunile de contur, unde căptușeala prezintă deformații spre rocă.

Pornind de la considerentele arătate, se deosebesc următoarele scheme de calcul :

4.4.2.1. *Căptușeli sub formă de contur închis folosite atît la galeriile sub presiune cît și la cele fără presiune.* Forma conturului este circulară la cele sub presiune, iar la cele fără presiune poate fi de asemenea circulară sau o formă apropiată.

Căptușeli de formă circulară, închise cu grosime constantă. În cazul încărcărilor simetrice rezultă o simetrie pe toate direcțiile și a construcției. Ca urmare și deformațiile vor fi simetrice și vor apărea numai eforturi de tensiune sau compresiune, în funcție de sensul deplasărilor suferite de căptușeală.

Pentru presiunea exterioară, schema teoretică de calcul reprezintă un cilindru gol cu pereții groși supus la o presiune uniformă din exterior. Nu intervine cu nimic conlucrarea dintre căptușeală și rocă, căptușeala preluînd singură întreaga încărcare.

Pentru o variație uniformă a temperaturii, de asemenea vom avea un cilindru gol cu pereți groși, care se dilată sau se contractă funcție de creșterea sau descreșterea acesteia față de temperatura inițială, care este egală cu cea a mediului înconjurător (roca). Acest cilindru este înconjurat de un cilindru gros de rocă fisurată, în cazul cînd execuția galeriei s-a făcut folosind explozivi la excavarea rocii, iar mai în adîncime mediul elastic infinit în care de obicei temperatura nu variază sau variază foarte puțin. De asemenea cilindrul de rocă fisurată se dilată sau se contractă. Conlucrarea dintre căptușeală și rocă apare teoretic numai la creșterea de temperatură, care însă practic nu are loc, deoarece temperatura apei, care circulă prin galerie este aproape totdeauna mai mică decît a rocii. La descreșterea temperaturii tinde să apară un interspațiu între căptușeală și rocă, între

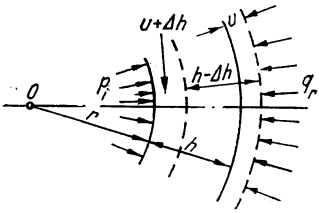



Fig. XVIII.36. Schema teoretică de calcul static al căptușelii pentru presiunea interioară.

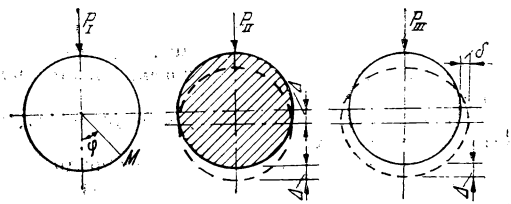



Fig. XVIII.37. Schema teoretică de calcul static al căptușelii pentru factorii încovoietori.

cei doi cilindri amintiți, cu consecințele corespunzătoare asupra modului de conlucrare a căptușelii cu roca la acțiunea celorlalte încărcări.

Pentru presiunea interioară schema teoretică de calcul este arătată în fig. XVIII.36.

Asupra intradosului cilindrului acționează presiunea interioară $p_i$ uniform repartizată pe contur. Din această cauză cilindrul se deformează simetric mărindu-și raza interioară cu $U + \Delta h$ și micșorîndu-și grosimea peretelui $h$ cu $\Delta h$. Extradosul cilindrului se deplasează cu valoarea $U$, valoare care depinde de caracteristicile elastice ale căptușelii și ale mediului înconjurător, care opune o reacțiune elastică. Mărimea acestei reacțiuni se ia sub o formă simplă $q_r = K\,U$ sau se consideră ca o funcție de caracteristicile elastice

ale rocii și $U$, adică $q_r = f(E_r, \mu_r\ U)$, în care $E_r$ este modulul de elasticitate, iar $\mu_r$ — inversul coeficientului lui Poisson pentru rocă.

Prin urmare, cilindrul este supus la o presiune interioară $p_i$ și o presiune exterioară $q_r$, iar mediul elastic (roca) este supus la o presiune interioară $q_r$. Din egalarea deplasării $U$ pentru cele două elemente se determină $q_r$ și deci problema este complet rezolvată. Se observă că dacă nu se consideră reacțiunea elastică a rocii, $q_r = 0$, rămîne schema clasică de calcul a cilindrilor groși.

În cazul încărcărilor asimetrice, simetria se mai păstrează, pentru toate direcțiile, doar pentru construcție, încărcările fiind simetrice după una din axe (verticală sau orizontală), (fig. XVIII.37).

Asupra cilindrului acționează încărcări, a căror rezultantă se ia în considerare pentru simplificare ca o forță concentrată. Sub acțiunea acestei forțe, cilindrul se deformează, deplasîndu-se în totalitate cu cantitatea $\Delta$ pe direcția forței și transformîndu-se în elipsă a cărei axă mare (normală pe direcția forței) este cu $2\delta$ mai mare decît diametrul exterior (inițial ) al cilindrului.

Examinînd jocul acestor deformații, distincte în funcție de raportul rigidităților cilindrului și mediului înconjurător rezultă :

— în cazul rocilor moi, rigiditatea cilindrului fiind foarte mare în raport cu cea a acestor roci, cilindrul sub acțiunea rezultantei $P$ se deformează neglijabil și se deplasează pe direcția forței $P$ cu cantitatea $\Delta$ (fig. XVIII.37, *II*). Urmare acestei deplasări apar reacțiunile terenului numai pe circomferința opusă direcției forței din care, dacă luăm în considerare numai componentele normale pe extradosul cilindrului, rezultă o repartiție cosinusoidală $q = q_v \cos \varphi$ în care $q_v$ este reacțiunea în dreptul diametrului paralel cu direcția forței, valoarea ei determinîndu-se din echilibrul forțelor, iar $\varphi$ este unghiul măsurat între axa paralelă cu direcția forței și raza punctului în care calculăm valoarea reacțiunii ; acesta este de fapt cazul rocilor la care nu se contează pe reacțiunea elastică a rocii ($K_0 = 0$) ;

— în cazul rocilor mai tari, sub acțiunea forței $P$ cilindrul capătă și deformația $\delta$, în dreptul diametrului normal pe direcția forței (fig. XVIII.37, *III*) : în acest caz acționează și reacțiunile elastice laterale ale mediului înconjurător, care împiedică deformația liberă a cilindrului ; se observă că există o porțiune a extradosului cilindrului, care nu se deplasează spre mediu și ca urmare, pe aceasta nu vor apare reacțiuni elastice : pe restul conturului apar reacțiuni elastice, a căror valoare se află din echilibrul forțelor pe direcția forței și egalitatea deformațiilor cilindrului și mediul înconjurător. Practic, din echilibrul forțelor pe direcția forței se află valoarea reacțiunii elastice în dreptul diametrului paralel cu direcția forței luînd pentru reacțiunile pe restul conturului anumite legi de repartiție ; egalitatea deformațiilor se stabilește de asemenea numai în dreptul diametrului normal pe direcția forței.

În dreptul diametrului normal pe direcția forței reacțiunea elastică va avea valoarea $q_a = K\delta$, iar în dreptul diametrului paralel cu direcția forței $q_v = K\Delta$, în care $K$ este coeficientul de rezistență elastică a rocii ; pe restul conturului, pe care apar reacțiuni elastice, așa cum s-a menționat, ele se repartizează după relații care fac posibile rezolvări matematice directe și care se apropie de repartițiile constatate prin măsurători directe.

Cele arătate sînt valabile pentru căptușelile monolite ; pentru cele din prefabricate se ține seama în plus de modul de legătură dintre elemente, calculul devenind mai complicat.

Căptușeli de formă necirculară închise (fig. XVIII.31). Aceste căptușeli fiind folosite la galerii fără presiune, încărcările din prima categorie (simetrice) nu apar decît în mod cu totul accidental. Față de căptușelile închise circulare, diferența constă din faptul că deformațiile căptușelii nu mai sînt simetrice și ca urmare vor apare momente încovoietoare. Schema de calcul pentru presiunea interioară este ace-

eaşi ca şi la căptuşelile circulare cu diferenţa că reacţiunile elastice nu mai sînt uniforme pe contur.

În cazul încărcărilor din a doua categorie (asimetrice), schema teoretică de calcul se păstrează în principiu aceeaşi ca la căptuşelile circulare, apărînd deosebiri la repartiţia reacţiunilor pe partea opusă direcţiei forţei, funcţie de forma geometrică a extradosului

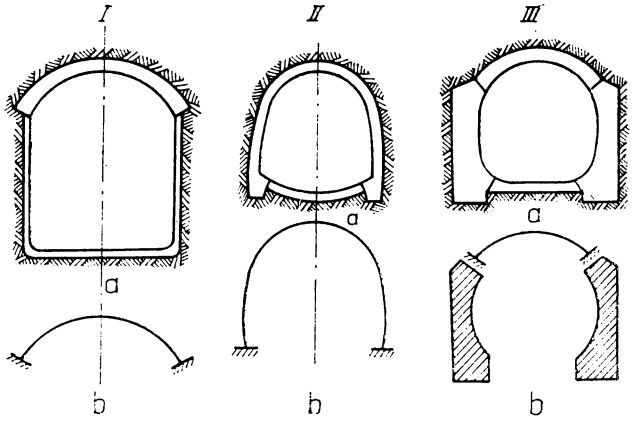



Fig. XVIII. 38. Schema de calcul static a căptuşelilor galeriilor fără presiune.

4.4.2.2. *Căptuşeli sub formă de contur deschis.* Aceste tipuri de căptuşeli sînt folosite exclusiv la galerii fără presiune, executate în roci relativ tari şi deci de încărcările din prima categorie, care apar cu totul accidental, nu se ţine seama.

Funcţie de natura rocii, aceste căptuşeli pot să fie membrane cilindrice, care să acopere numai bolta (fig. XVIII.38, *I, II*) sau bolta şi pereţii laterali. Dacă pereţii sînt foarte groşi în comparaţie cu bolta avem cazul arătat în fig. XVIII.38, *III*.

În cazul încărcărilor din a doua categorie căptuşeala prezintă simetrie numai după axa verticală. Aşa după cum se vede în fig. XVIII.38, primul sistem de căptuşeală reprezintă un arc dublu încastrat elastic în rocă, schema de calcul fiind ca atare. Al doilea sistem este tot un arc dublu încastrat elastic în rocă, însă ca urmare a deformaţiei pereţilor laterali spre rocă pe aceştia vor apare reacţiuni elastice, similare acelora de la secţiunile circulare închise. La al treilea sistem bolta superioară reprezintă de asemenea un arc dublu încastrat în pereţii laterali care se comportă ca nişte ziduri de sprijin încastrate elastic în fundaţie şi înconjurate lateral de rocă.

La toate căptuşelile se presupune că solicitările şi deformaţiile precum şi dimensiunile nu variază în lungul galeriei şi că deci problema care se rezolvă poate fi considerată plană.

4.4.3. **Metode de dimensionare a căptuşelilor.** Pe baza principiilor teoretice arătate în literatura de specialitate există multe formule de calcul inclusiv tabele şi diagrame cu ajutorul cărora se pot determina eforturile de dimensionare a elementelor căptuşelii.

Pentru dimensionare în prezent se folosesc atît metoda rezistențelor admisibile cît și cea la rupere. Se fac și cercetări care să ducă la aplicarea calculului la stări limită.

Căptușelile galeriilor fiind de beton simplu sau armat, formulele de dimensionare sînt cele folosite în mod curent la aceste materiale.

Ținînd seama de elementele specifice galeriilor hidrotehnice, rezultatele calculelor de dimensionare trebuie considerate în ansamblul factorilor care acționează atît în timpul execuției căptușelilor dar mai ales în cursul exploatării. Se subliniază importanța permeabilității mediului înconjurător și al căptușelii care condiționează admiterea sau neadmiterea fisurării și care influențează atît dimensiunile căptușelii cît și cantitățile de oțel beton pentru armături.

Se recomandă ca determinarea eforturilor de dimensionare să fie făcută cu metode expeditive, prin folosirea de tabele sau diagrame iar în cazuri complicate să se recurgă la mașini electronice de calcul, încît să fie posibilă o analiză cît mai adîncită a influenței diferiților factori, care să ducă la alegerea unor soluții cît mai raționale. Se subliniază necesitatea determinării caracteristicilor geotehnice ale rocii chiar în mod expeditiv dar pe tot parcursul galeriei. Pentru cazuri mai complicate, în special la racorduri, se folosesc și metode fotoelastice de dimensionare.

## 4.5. METODE DE EXECUȚIE

4.5.1. **Metode de excavare.** Alegerea metodei de execuție se face în funcție de următorii factori :

— caracteristicile geologice, geotehnice și hidrogeologice ale rocii masivului muntos, ce urmează a fi străbătut ;

— dimensiunile și forma secțiunii transversale a galeriei ;

— lungimea galeriei între două fronturi de atac ;

— utilajele de execuție, de care dispune întreprinderea executantă cu forța de muncă calificată corespunzătoare ;

— timpul de execuție impus în unele cazuri.

Din practica de execuție a excavațiilor se deosebesc următoarele grupe de metode :

— metode de execuție miniere (clasice) care sînt folosite și la execuția tunelelor pentru căi de comunicație. La aceste metode, în prezent se recurge rar în unele cazuri cînd se întîlnesc condiții geologice deosebit de dificile, iar întreprinderea executantă nu este dotată cu utilajele corespunzătoare și nu are încă experiența aplicării unor procedee de execuție mai perfecționate. Metodele clasice se bazează pe folosirea sprijinirilor de lemn ;

— metode moderne de execuție bazate pe folosirea unor utilaje perfecționate de excavare și a unor sisteme de sprijinire care să permită mecanizarea atît a excavării cît și a realizării căptușelii definitive. În cele ce urmează se arată elementele esențiale ale metodelor moderne de execuție precum și tendințele de perfecționare în viitor. Un prim element al acestor metode îl reprezintă excavarea la secțiunea plină indiferent de tăria rocii. În rocile foarte moi, moi și de tărie mijlocie încă din secolul trecut se folosesc scuturile, perfecționate în prezent prin mecanizarea completă a operațiunilor de excavare și de evacuare a rocii. La astfel de secțiuni nu se mai folosesc explozibili pentru excavarea propriu-zisă ci forarea la secțiunea plină prin freze puternice realizîndu-se așa-zisele mașini de executat tunele. În ultimul timp există tendința ca aceste mașini să se generalizeze și pentru roci tari și extratari. Restul elementelor se arată pe baza unui exemplu de ciclogramă a execuției unei galerii, dată în fig. XVIII.39, folosită la o metodă de execuție modernă obișnuită cu excavarea prin explozivi ;

— folosirea unor mașini de mare productivitate pentru încărcarea rapidă a rocii rezultate din explozii combinată cu mijloace corespunzătoare pentru transport;

— folosirea unor perforatoare perfecționate, inclusiv dispozitive de susținere a acestora (cadre de foraj sau dispozitive individuale) care să ducă la executarea într-un timp minim a numărului de foraje necesare. Mai intervin moduri perfecționate de amplasare a

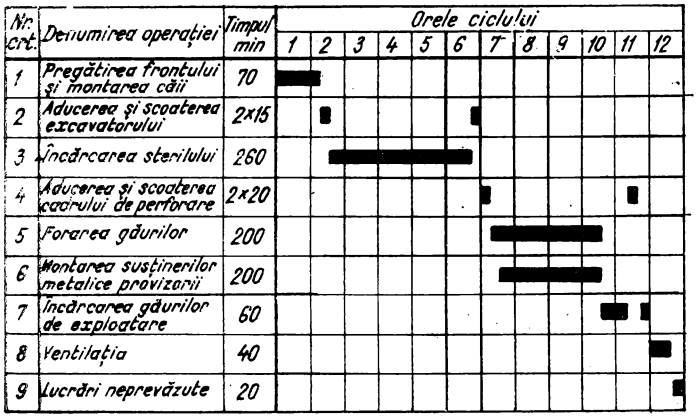



Fig. XVIII.39. Ciclograma lucrărilor de execuție la o galerie executată la secțiune plină.

găurilor de foraj și folosirea unor încărcături speciale de exploziv care să aibă ca rezultat obținerea unui randament maxim și o mărunțire a rocii corespunzătoare mașinilor de încărcat, inclusiv obținerea unui profil cît mai apropiat de cel proiectat, cu un suprapro-fil minim și o fisurație minimă a rocii din jur;

— folosirea unor sisteme de sprijinire provizorie perfecționate care să permită o mecanizare maximă a operațiilor ulterioare inclusiv a realizării sprijinirii provizorii și definitive. Se menționează sprijinirea cu cintre metalice (de evitat pentru consumul mare de metal), sprijinirea cu ancore de diferite tipuri, sprijinirea cu șpriț-beton, sprijinirea combinată (ancore + șpriț-beton sau ancore + cintre metalice + șpriț-beton) și sprijinirea definitivă din prefabricate;

— folosirea unor sisteme speciale de consolidare a rocii în cazul întîlnirii unor accidente geologice prin injectare cu diferite substanțe sau alte tratamente de natură fizică (înghețare).

4.5.2. **Metode de execuție a căptușelilor.** Execuția căptușelilor de beton monolit, care predomină pînă în prezent, comportă următoarele operații:

— turnarea betonului căptușelii;

— injectarea cu mortar și lapte de ciment a golului rămas la cheie între căptușeală și rocă și uneori chiar a rocii înconjurătoare în vederea consolidării sau uneori a impermeabilizării;

— finisarea suprafeței interioare fie prin tencuieli torcretate, fie prin polizări ale neuniformităților rămase de la folosirea unor cofraje de inventar (metalice sau de altă natură).

Alegerea metodei de execuție pentru căptușeală este în funcție de metoda folosită pentru excavare.

În cazul folosirii metodelor miniere, execuția căptușelii nu poate fi făcută decît manual, pe faze, neexcavarea la secțiune plină, influențînd defavorabil calitatea.

Folosirea metodelor moderne de execuție pentru excavații a dus și la aplicarea unor metode mecanizate pentru execuția căptușelilor, metode în continuă perfecționare. Aplicarea acestora este în mod esențial influențată de cerințele de organizare a lucrărilor de execuție în ansamblu, mai ales atunci cînd condițiile geologice impun suprapunerea execuției excavațiilor cu execuția căptușelii de beton. Această suprapunere realizabilă numai învingînd numeroase dificultăți, răspunde în cea mai mare măsură necesității de a executa căptușeala definitivă cît mai repede după deschiderea excavației galeriei în vederea evitării accidentelor.

Perfecționările moderne de execuție se concretizează prin următoarele elemente :

— folosirea unor cofraje metalice demontabile în special pentru secțiunile de mari dimensiuni, care în ultimul timp încep a fi realizate din aliaje de aluminiu ; la secțiunile mai mici cofrajele se fac din elemente simple refolosibile — cintre metalice și panouri de lemn tăbluite ;

— folosirea unor utilaje din ce în ce mai perfecționate pentru turnarea mecanizată a betonului în spatele cofrajelor. Se menționează pompele de beton atît cele cu piston cît și cele cu aer comprimat, care la gabarite reduse, pot să asigure productivitățile necesare ținînd seama și de mijloacele de transport corespunzătoare, care să asigure procesul continuu de turnare ;

— pentru lucrările de finisare executate din tencuieli torcretate sau căptușeli executate din șprit-beton, se folosesc utilaje adecvate care sînt de asemenea în continuă perfecționare ; menționăm faptul că folosirea cofrajelor metalice duce la renunțarea executării tencuielilor torcretate și înlocuirea lor prin lucrări de polizare locală ale eventualelor neregularități care mai apar ;

— pentru lucrările de injecție de umplere și de consolidare folosirea unor utilaje perfecționate, întreținute de un personal calificat, asigură o productivitate maximă și o calitate corespunzătoare.

În ceea ce privește căptușelile din prefabricate de beton sau cele precomprimate, execuția se pretează la o mecanizare complexă.

Astfel execuția căptușelii din elemente prefabricate se face de obicei cu utilaje speciale, denumite erectoare, care în cazul folosirii unor scuturi sau altor mașini de excavat, pot fi conexate acestora.

De asemenea tot pe aceste erectoare se montează și utilajele pentru executarea injecțiilor, în felul acesta toate operațiile implicate de executarea galeriei, în ansamblu, sînt realizate de un complex de utilaj de mare productivitate.

La căptușelile precomprimate se adaugă operațiile de precomprimare care funcție de sistemul folosit, necesită utilaje corespunzătoare : pompe speciale de injecție sau vinciuri speciale, cînd precomprimarea se realizează prin întinderea armăturilor. Realizarea acestor lucrări necesită cadre tehnice de înaltă calificare, fără de care calitatea lor nu poate fi garantată.

# 5. CAMERE DE ECHILIBRU ŞI DERIVAŢII FORŢATE

## 5.1. CASTELE DE ECHILIBRU

5.1.1. **Poziţia castelului de echilibru.** Pe traseul derivaţiilor sub presiune, de lungime mare, ce alimentează turbinele amenajărilor hidroenergetice, se execută o construcţie specială, denumită castel de echilibru.

Amplasarea castelului se face astfel:

— pe sistemul de aducere la racordul între derivaţia sub presiune şi derivaţia cu scurgere forţată (fig. XVIII.40) şi la racordul între aducţiunile secundare şi aducţiunile principale formînd un sistem de castele pe aducţiune (fig. XVIII.41);

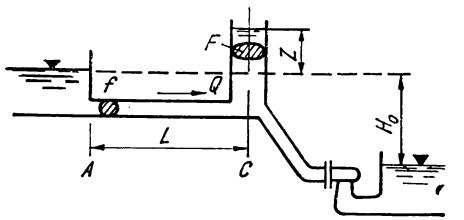



**Fig. XVIII. 40.** Castel simplu pe aducţiune.

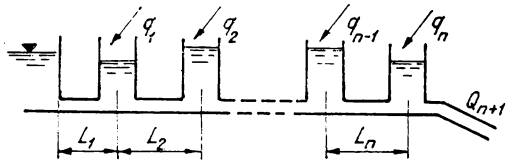



Fig. XVIII. 41. Sistem de castele în serie.

— pe sistemul de evacuare sub presiune, la capătul amonte al galeriei sau conductei de fugă (fig. XVIII.42).

5.1.2. **Funcţiile castelului:**

— micşorează valoarea presiunii dinamice în derivaţia forţată sau aspirator prin crearea undei reflectate şi scurtarea traseului;

— micşorează presiunea dinamică ce se transmite pe aducţiune sau fugă, prin descompunerea undei de presiune în două unde parţiale. Cea din aducţiune este în general de foarte mică amplitudine;

— asigură aportul de apă la turbine şi protejează derivaţia împotriva pătrunderii aerului cînd creşte sarcina centralei (pentru castelul situat pe fugă, cînd scade sarcina centralei);

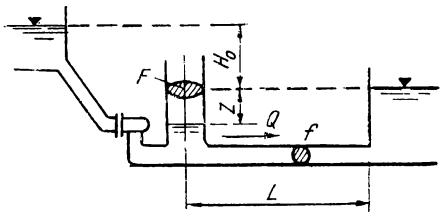



Fig. XVIII. 42. Castel pe galeria de fugă.

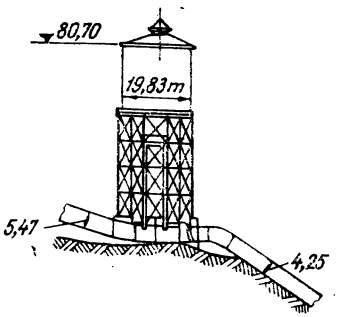



Fig. XVIII. 43. Castel cilindric aerian.

— acumulează excesul de apă cînd scade sarcina centralei (pentru castelul situat pe fugă, cînd creşte sarcina centralei);

— amortizează oscilaţiile nivelului apei, apărute ca urmare a variaţiei sarcinei centralei şi asigură stabilitatea reglajului.

Se constată că principala funcţie a castelului de echilibru constă în reducerea presiunii dinamice (lovitură de berbec), celelalte pot fi considerate ca derivînd din existenţa lui.

5.1.3. **Necesitatea castelului.** Dacă se ţine seama de principala funcţie a lui şi se consideră uzual că presiunea dinamică nu trebuie să depăşească 20% din presiunea statică, iar pentru timpul de închidere al aparatului director se admite valoarea limită inferioară obişnuită, un criteriu aproximativ care justifică construirea castelului este dat de inegalitatea:

$$\Sigma L_i v_i \geqslant (7{,}50 \ldots 20{,}00)\, H_0, \qquad \text{(XVIII.38)}$$

în care: $L_i$ este lungimea unui tronson oarecare al derivaţiei, în m;

$v_i$ — viteza apei pe tronsonul respectiv în m/s;

$H_0$ — căderea maximă cu care funcţionează turbinele, în m.

În mod exact, necesitatea construirii castelului se stabileşte pe baza calculului loviturii de berbec şi condiţiilor de funcţionare a turbinelor în regim nepermanent.

5.1.4. **Clasificarea castelelor.** Se poate face o clasificare după diferite criterii, astfel:

a) După modul de construcţie:

— castele aeriene sub formă de turnuri rezervoare, construite la suprafaţa terenului (fig. XVIII.43);

— castele subterane sub formă de puţuri sau galerii orizontale şi înclinate, construite în întregime în stîncă (fig. XVIII.44);

— castele în profil mixt sub formă de puţuri sau galerii cu partea superioară aeriană (fig. XVIII.45).

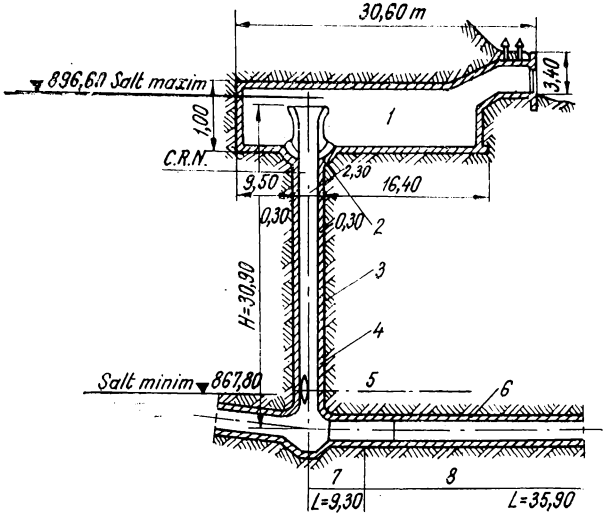



Fig. XVIII.44. Castel subteran cu camere:

*1* – cameră superioară; *2* – vană de admisie; *3* – beton simplu; *4* – torcret armat de 6 cm grosime; *5* – axa camerei inferioare; *6* – torcret armat de 3 cm grosime; *7* – zonă de racord $l = 9{,}30$ m; *8* – galerie forțată spre casa vanelor $l = 35{,}90$ m.

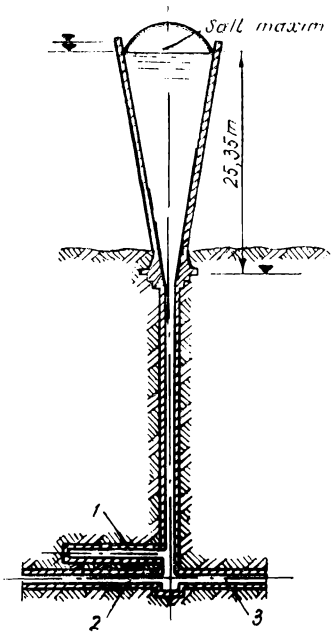



Fig. XVIII.45. Castel în profil mixt:

*1* – cameră inferioară; *2* – aducțiune; *3* – galerie forțată.

b) După modul de amplasare pe derivație și numărul lor.

Cînd se face referire la numărul castelelor și modul de amplasare, apare noțiunea de sistem de castele. Se disting următoarele sisteme de castele :

— sistem de castel unic pe aducțiune (v. fig. XVIII.40) ;

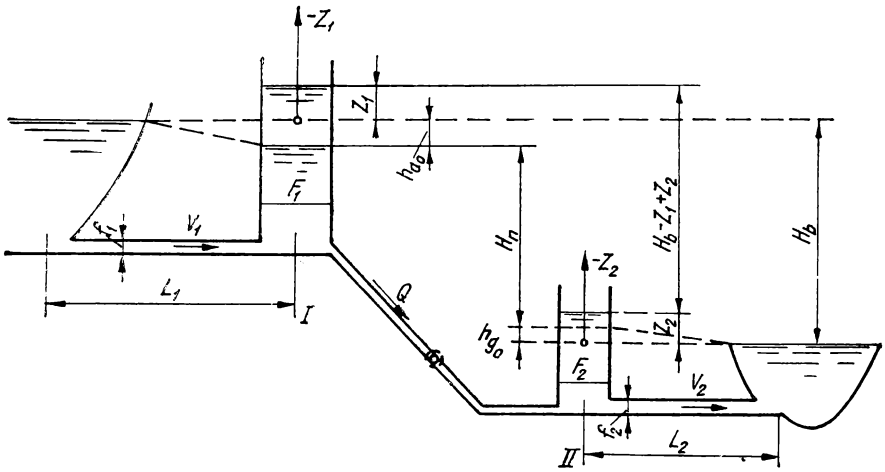



Fig. XVIII.46. Sistem mixt de castele.

— sistem cu castel unic pe galeria de fugă (v. fig. XVIII.42) ;
— sistem de castele mixt (v. fig. XVIII.46) ;
— sistem de castele în serie (v. fig. XVIII.41) ;
— sistem de castele paralele (v. fig. XVIII.47).

c) După modul de alimentare. Apa din sistemul de aducere poate ajunge la castelul de echilibru în mai multe moduri, dînd naștere următoarelor tipuri de castele :

— castel cu alimentare simplă (fig. XVIII.40) ;
— castel cu alimentare în V (fig. XVIII.48) ;
— castel cu alimentare în Y (fig. XVIII.49) ;
— castel cu alimentare radială (fig. XVIII.50) ;
— castel cu alimentare mixtă denumit și castel cu aport de debit la partea superioară (fig. XVIII.51) ;
— castel cu alimentare la partea superioară (fig. XVIII.52). Este o cameră de încărcare dezvoltată mult pe verticală.

d) După forma constructivă :

— castel prismatic sau cilindric (fig. XVIII. 53 *a*, *b*) ;
— castel cu secțiune variabilă (fig. XVIII.54) ;
— castel cu camere (fig. XVIII.55 *a*, *b*). Are ca elemente constructive : camera superioară ; camera inferioară ; puțul de legătură ;

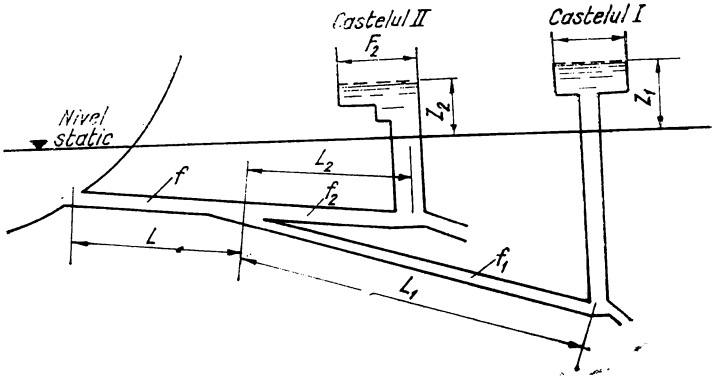



Fig. XVIII. 47. Sistem de castele paralele.

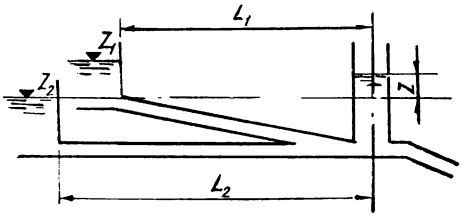



Fig. XVIII. 48. Castel cu alimentare în V.

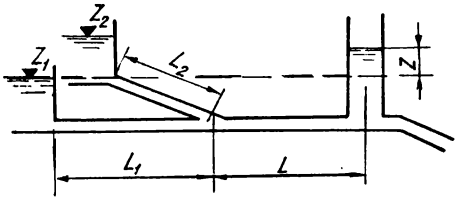



Fig. XVIII. 49. Castel cu alimentare în Y.

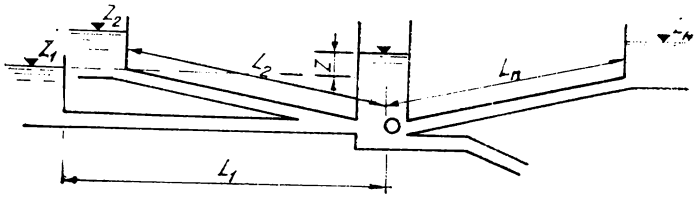



Fig. XVIII.50. Castel cu alimentare radială.

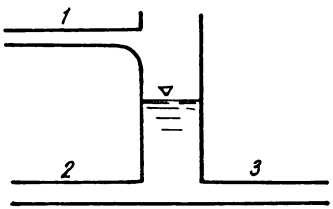



Fig. XVIII.51. Castel cu aport de debit la partea superioară :
*1* — aducțiune *II* ; *2* — aducțiune *I* ; *3* — conductă forțată.

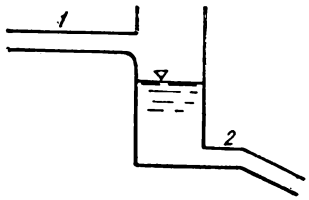



Fig. XVIII.52. Castel cu alimentare la partea superioară :
*1* — aducțiune ; *2* — conductă forțată.

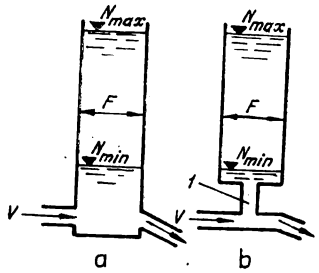



Fig. XVIII.53. Castel cilindric.

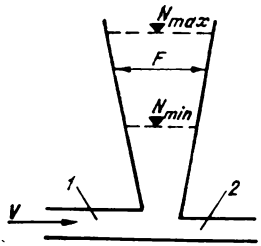



Fig. XVIII.54. Castel cu secțiune variabilă :
*1* — derivație ; *2* — conductă forțată.

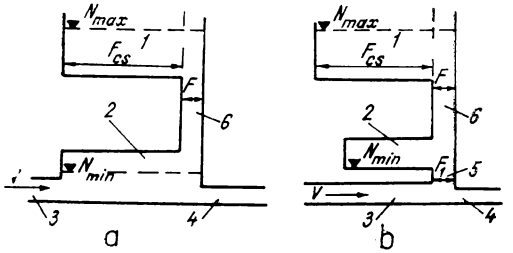



Fig. XVIII.55. Castel cu camere :

*1, 2* – camere superioară şi inferioară ; *3* – derivaţie ; *4* – conductă forţată ; *5* – conductă de legătură ; *6* – puţ.

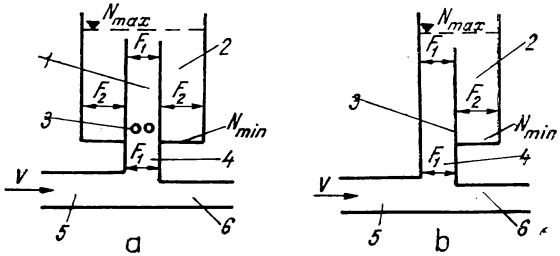



Fig. XVIII.56. Castel diferenţial (Jonshon) :

*1,2* – cameră interioară şi exterioară ; *3* – orificii ; *4* – conductă de legătură ; *5* – derivaţie ; *6* – conductă forţată.

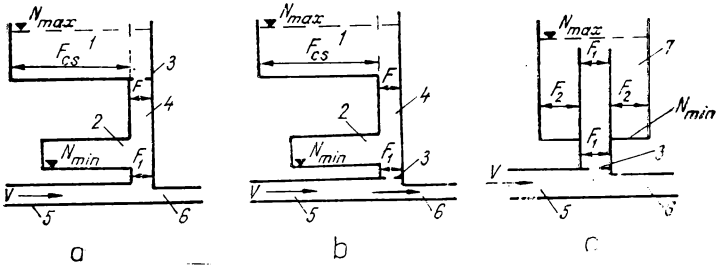



Fig. XVIII.57. Castel cu diafragmă :

*1,2* – camere superioară şi inferioară ; *3* – diafragmă ; *4* – puţ ; *5* – derivaţie ; *6* – conductă forţată ; *7* – rezervor exterior.

— castel diferențial (Jonshon, fig. XVIII.56, *a*, *b*) compus din : o cameră interioară, deschisă la partea superioară, care comunică la partea inferioară cu aducțiunea ; o cameră exterioară de secțiune mare, care comunică la partea inferioară cu camera interioară.

e) După modul de funcționare :

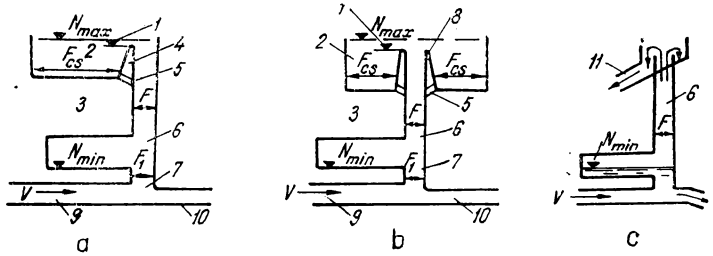



Fig. XVIII. 58. Castele cu deversor :

*1* — cota crestei deversorului ; *2,3* — camere superioară și inferioară ; *4* — deversor ; *5* — orificiu de golire ; *6* — puț ; *7* — conducte de legătură ; *8* — deversor inelar ; *9* — derivație ; *10* — conductă forțată ; *11* — jgheab de scurgere.

— castel simplu, în care oscilațiile au loc fără nici o frînare suplimentară sau deversare (v. fig. XVIII.53, 54, 55, 56) ;

— castel cu diafragmă. Plasarea diafragmei se face la legătura cu aducțiunea sau la legătura cu camera superioară (fig. XVIII.57, *a*, *b*, *c*) ;

— castel cu deversor, plasat la partea superioară a castelului (fig. XVIII. 58, *a*,*b*, *c*) ;

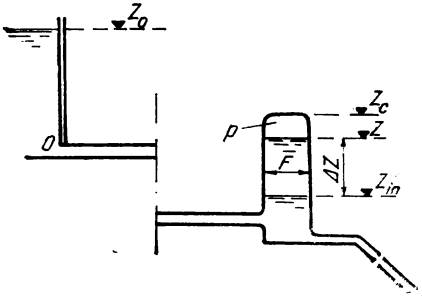



Fig. XVIII.59. Castel pneumatic.

— castel pneumatic (fig. XVIII.59).

f) Clasificarea generală. În mod obișnuit denumirile castelelor sînt complexe, referindu-se atît la forma constructivă cît și la modul de construcție și modul de funcționare. Exemplu : castel cilindric aerian (subteran) cu diafragmă (deversor).

Denumirea de bază o constituie clasificarea după forma constructivă. Uneori pentru o mai bună precizare se face referire și la modul de alimentare. Exemplu : castel cilindric subteran cu diafragmă și alimentare în V.

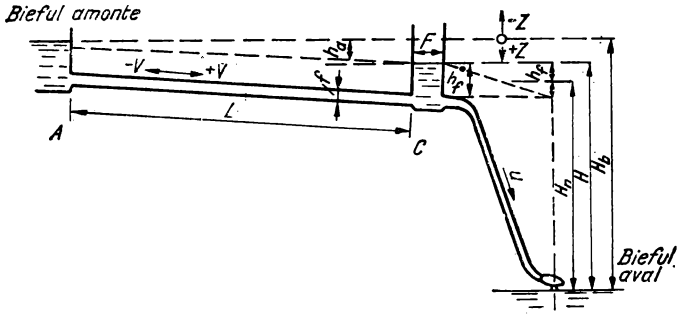



Fig. XVIII. 60. Castel simplu. Notații.

5.1.5. **Elemente de calcul.** 5.1.5.1. *Notații* (fig. XVIII.60) :

$L$ este lungimea aducțiunii, în m ;

$f$ — suprafața aducțiunii, în m² ;

$f_m = \dfrac{L}{\Sigma \dfrac{l_i}{f_i}}$ — suprafața medie a aducțiunii, în m² ;

$F$ — suprafața castelului, în m² ;

$Q$ — debitul instantaneu, în m³/s ;

$Q_0$ — debitul maxim al centralei ;

$v$ — viteza instantanee în aducțiune, în m/s ;

$z$ — diferențe de nivel în castel față de nivelul hidrostatic (pozitiv în jos), în m ;

$a$ — viteza de propagare a undei de presiune, în m/s ;

$h$ — înălțimea piezometrică, în m ;

$h_a = kv^2$ suma pierderilor de sarcină locale și liniare pe aducțiune mărită cu valoarea energiei cinetice $\left(\dfrac{v^2}{2g}\right)$, în m ;

$h_a = k' Q^2$, Idem, în funcție de debit ;

$k, k'$ — coeficienți de proporționalitate : $k = \dfrac{(h_a)_0}{v_0^2}$ ; $k' = \dfrac{(h_a)_0}{Q_0^2}$ ;

$h_f$ — suma pierderilor de sarcină pe conducta forțată, în m ;

$h_f'$ — diferența între nivelul apei în castel și nivelul liniei piezometrice înainte de turbină, în m ;

$R$ — raza hidraulică a secțiunii, în m ;

$C$ — coeficientul Chézy ;

$H_b$ — căderea brută, în m ;

$H_n$ — căderea netă la turbină, inclusiv energia cinetică, în m ;

$H$ — cădere instantanee, în m;
$Z_{max}$, $Z_{min}$ — amplitudinea oscilaţiei în castel, în m (peste nivelul apei din amonte sînt negative);
$z_d$ — supraînălţarea crestei deversorului peste nivelul din amonte, în m (negativ);
$z_{cs}$ — supraînălţarea radierului camerei superioare, în m;
$t$ — timpul, în s;
$T$ — perioada de oscilaţie a nivelului;
$\omega$ — suprafaţa totală a orificiilor care formează diafragma în m²;
$h_d$ — pierderea de sarcină în diafragmă, în m;

$$\nu = \frac{h_d}{h_a};$$

$V$ — volumul apei din rezervor sau din camere, în m³;
(0) — indice pentru valorile corespunzătoare debitului iniţial;
$i$ — panta piezometrică;

$$x_{max} = \frac{Z_{max}}{h_{a_0}} \text{ — ridicarea relativă maximă;}$$

$$x_{min} = \frac{Z_{min}}{h_{a_0}} \text{ — coborîrea relativă maximă;}$$

$$x_d = \frac{z_d}{h_{a_0}} \text{ — ordonata relativă a crestei deversorului;}$$

$$y = \frac{v}{v_0} \text{ — viteza relativă a apei în aducţiune.}$$

5.1.5.2. *Condiţii de calcul.* Dimensiunile principale ale castelului se determină prin calcule hidraulice pe baza următoarelor condiţii:

— să limiteze la o anumită valoare, fixată din calcule tehnico-economice, valoarea maximă a ridicării nivelului apei (salt maxim);

— să nu permită pătrunderea aerului în derivaţie. Coborîrea minimă să fie cu 2 — 3 m deasupra cheii derivaţiei (salt minim);

— secţiunea transversală să asigure un reglaj stabil al turbinelor. Oscilaţiile să aibă un caracter amortizat.

La calculul saltului maxim se consideră: nivel maxim în lac (viituri), pierderi de sarcină minime pe aducţiune şi cădere totală de putere la centrală.

La calculul saltului minim se consideră: nivel minim în lac, pierderi de sarcină maxime şi următoarele creşteri de putere la centrală:

— creşterea sarcinei cu puterea corespunzătoare unui grup, nu mai puţin de 33% din puterea centralei; pentru centrale cu $P_i < 30$ MW;

— creşterea sarcinei cu puterea corespunzătoare a două grupuri la centrale cu $P_i > 30$ MW. Creşterea să nu fie mai mică de 50% din puterea centralei;

— creşterea sarcinei cu $P_i$ sau o valoare care rezultă din condiţiile de funcţionare, la centrale care participă la reglajul frecvenţei în sistem.

Pentru castelul situat pe fugă, condiţiile privind pierderile de sarcină şi variaţiile de putere sînt inverse.

Secțiunea transversală a castelului se determină în cazul micilor oscilații pentru : nivel minim în lac și pierderi de sarcină minime pe aducțiune și se verifică la amortizarea oscilațiilor mari, considerînd funcționarea la putere constantă în cazul unei creșteri de sarcină. O verificare mai riguroasă constă în calculul la manevre ritmice provocate în cele mai dezavantajoase situații, cînd viteza în aducțiune este maximă pozitivă sau negativă, pentru creșteri sau descreșteri de sarcină în jurul lui $\pm P/2$ la nivel minim în lac. În acest caz oscilațiile nu trebuie să se amplifice ci să devină ritmice.

Metodele de calcul bazate pe teoria oscilațiilor în masă, neglijînd elasticitatea apei și a căptușelii, introduc o eroare care, devine sensibilă pentru derivațiile lungi cu elasticitate mare a pereților (conducte de derivație sub presiune ; lungi confecționate din lemn). Din această cauză, în cazul cînd viteza de deplasare a undei de presiune (lovitură de berbec) în aducțiune este mai mică de 500 m/s, se va folosi metoda de calcul care ține seama de elasticitatea apei și a căptușelii.

5.1.5.3. *Coeficienții de rugozitate n* se dau în tabelul XVIII.5.

5.1.6. **Calculul oscilațiilor în masă. Ecuațiile mișcării**[1]. Determinarea valorilor $Q$, $v$, $z$ în cazul mișcării nepermanente în sistemul lac — aducțiune— castel, la diferite momente se face presupunînd că apa se mișcă într-un tub rigid ca o masă incompresibilă. Viteza este constantă în tot lungul aducțiunii :

$$\frac{dv}{dx} = 0 \qquad \text{și} \qquad \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{dv}{dt}.$$

Avînd legea de variație a debitului la turbine (se presupune că această variație are loc imediat lîngă castel) mișcarea este definită prin următoarele două ecuații diferențiale :

5.1.6.1. *Ecuația de continuitate în nodul C* :

$$vf = \mp F \frac{dz}{dt} + Q_t, \tag{XVIII.39}$$

unde $\frac{dz}{dt} = w$ este viteza apei în castel.

5.1.6.2. *Ecuația dinamică.* Aplicînd legea fundamentală a dianamicii, unui element unitar, dezvoltînd și integrînd, se obține :

$$\frac{L}{g}\frac{dv}{dt} - z \pm kv^2 = 0. \tag{XVIII.40}$$

5.1.7. **Calculul analitic al oscilațiilor în castelul cilindric.** 5.1.7.1. *Castel cilindric simplu.*

*Închidere instantanee totală:*

---

[1] Pentru rezolvarea ecuațiilor a se vedea Secțiunea III, Hidraulica, paragraful 5.1.7.

*Tabelul XVIII.5*

**Coeficienţi de rugozitate**

| Nr. crt. | Caracteristica suprafeţei galeriei | Valoarea lui $n$ | | | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Medie | Maximă | Minimă | |
| 1 | Galerii sub presiune în stîncă necăptuşită : | | | | |
| | — condiţii obişnuite, neregularităţi mici | 0,030 | 0,033 | 0,025 | Valorile sînt informative |
| | — condiţii nefavorabile, neregularităţi mari | 0,040 | 0,045 | — | Idem |
| 2 | Galerii sub presiune în stîncă parţial căptuşită, stîncă torcretată sau tencuită brut | 0,030 | — | 0,022 | Idem |
| 3 | Aducţiuni din beton şi beton armat netencuite : | | | | |
| | — execuţie normală, cofraje de lemn | 0,013 | 0,014 | — | — |
| | — execuţie neîngrijită | 0,016 | 0,017 | — | — |
| | — execuţie în cofraje metalice | 0,012 | 0,014 | 0,011 | — |
| 4 | Aducţiuni din beton şi beton armat cu tencuială | 0,012 | 0,014 | 0,010 | — |
| 5 | Aducţiuni din beton şi beton armat cu torcret : | | | | |
| | — frecat cu peria de oţel şi netezit | 0,013 | 0,015 | 0,012 | — |
| | — frecat cu peria | 0,018 | — | 0,016 | — |
| | — fără frecare cu peria | 0,019 | 0,023 | — | — |
| 6 | Conducte metalice : | | | | |
| | — înnădiri sudate | 0,012 | 0,0125 | 0,011 | În cazul ruginirii, coeficienţii de rugozitate se măresc |
| | — înnădiri nituite | 0,014 | 0,015 | 0,0125 | |
| 7 | Conducte de lemn | 0,011 | 0,012 | 0,010 | |

Formula Morozov:

$$x_{max} = 1 - e^{-(x_{max}+x_0)}, \qquad \text{(XVIII.41)}$$

unde :

$$x = -\frac{z}{S} \quad \text{şi} \quad x_0 = \frac{h_{a_0}}{S} ;$$

$$S = \frac{Lf v_0^2}{2gh_{a_0}F}.$$

Pentru determinarea lui $x_{max}$ se poate folosi diagrama din fig. XVIII.61.

Formula Vogt:

$$x_{max} = \frac{z_{max}}{h_{a_0}} = \frac{1 + 2\varepsilon}{2 + 3\varepsilon} - \sqrt{\varepsilon + \left(\frac{1 + \varepsilon}{2 + 3\varepsilon}\right)^2}, \qquad \text{(XVIII.42)}$$

unde:

$$\varepsilon = \frac{Lf v_0^2}{gFh_{a_0}^2}.$$

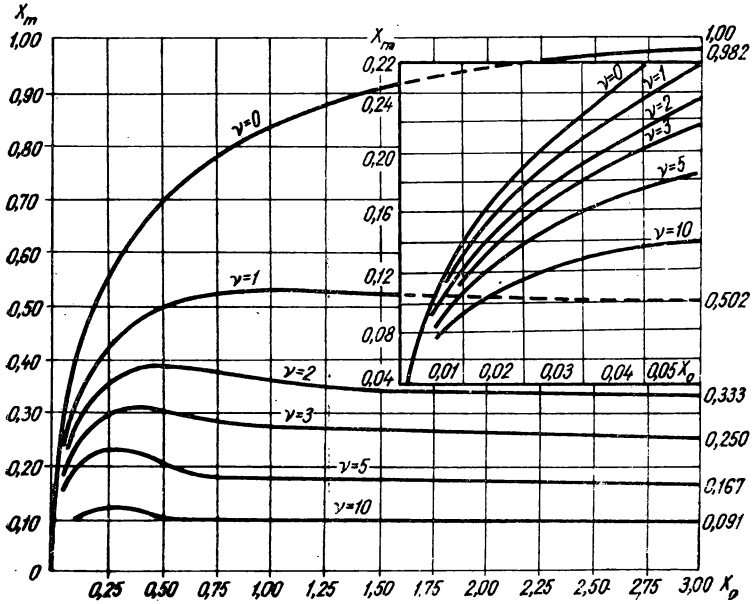



Fig. XVIII. 61. Castel cilindric cu diafragmă. Nomograma pentru calculul amplitudinei maxime.

Formula bilanțului de energie:

$$z_{max} = 0{,}35\, h_{a0} + \sqrt{0{,}1225\, h_{a_0}^2 + \frac{mv_0^2}{F}}, \qquad \text{(XVIII.43)}$$

unde $m = \frac{\gamma}{g} f L$ este masa apei din aducțiune.

*Deschidere instantanee:*

1) Deschidere instantanee totală:

Formula Axnes:

$$\frac{z_{min}}{h_{a_0}} = \sqrt{\frac{2S}{h_{a_0}}} + 0{,}10 + 0{,}025\,\frac{h_{a_0}}{S}. \qquad \text{(XVIII.44)}$$

Formula Pressel:

$$\frac{z_{min}}{h_{a_0}} = \sqrt{\frac{2S}{h_{a_0}} + 0{,}09} + 0{,}30, \quad \text{pentru } h_{a_0} = kv. \qquad \text{(XVIII.45)}$$

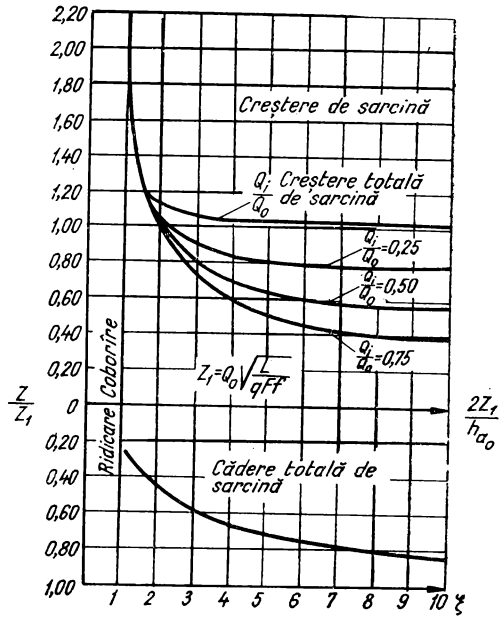



Fig. XVIII. 62. Castel cilindric. Nomogramă pentru calculul amplitudinii maxime și minime.

Formula Johnson:

$$\frac{z_{min}}{h_{a_0}} = \sqrt{\frac{2S}{h_{a_0}} + [1}\,. \qquad \text{(XVIII.46)}$$

Formula Axnes dă cele mai bune valori.

*Deschidere instantanee parțială:*

Formula Vogt-Axnes:

$$\frac{z_{min}}{h_{a_0}} = 1 + \left(\sqrt{\frac{2S}{h_{a_0}} - 0{,}275\sqrt{n}} + 0{,}025\,\frac{h_{a_0}}{S} - 0{,}90\right)(1-n)\left[1 - n\left(\frac{h_{a_0}}{2S}\right)^{0{,}62}\right],$$

$$n = \frac{Q}{Q_0}. \qquad \text{(XVIII.47)}$$

Formula Mostcov:

Pentru coborîrea maximă Mostcov dă diagrama din fig. XVIII.62.

5.1.7.2. *Castel cilindric cu diafragmă*:

*Închiderea instantanee totală:*

Formula Morozov:

$$x_{max} = \frac{1}{1+\nu} - \left(\frac{1}{1+\nu} - \nu\, x_0\right) e^{-(x_{max}+x_0)(1+\nu)}, \qquad \text{(XVIII.48)}$$

Se poate folosi diagrama din fig. XVIII.61.

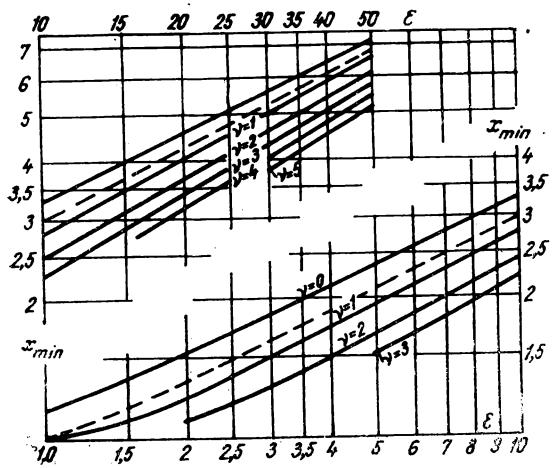



Fig. XVIII. 63. Castel cilindric cu diafragmă. Nomogramă pentru calculul amplitudinii minime.

*Deschidere instantanee*. Calculul lui $z_{min}$ se determină cu diagrama din fig. XVIII.63, unde $x_{min} = z_{min}/h_{a_0}$.

5.1.7.3. *Castel cilindric cu deversor*:

*Închidere instantanee:*

Notînd cu $z_d$ ridicarea crestei deversorului deasupra nivelului hidrostatic și prin $B$ lățimea pînzei deversoare, debitul care trece peste deversor este în orice moment $Q_d = MB(\Delta h)^{1,5}$.

Creșterea maximă de nivel deasupra celui hidrostatic:

$$z_{max} = z_d + \Delta h;$$

$$\Delta h = \sqrt[2]{\left(\frac{v_d f}{MB}\right)^3},$$

unde:

$$v_d = -\frac{S}{k}\left(1 - e^{-\frac{-Z_d + h_{a_0}}{S}}\right) + z_d.$$

Volumul camerei superioare se obține din relațiile:

Relația Vogt:

$$V = V_0 \ln\left(1 + \frac{y_0^2 h_{a_0}}{z_{max} - 0{,}15\,\Delta h}\right), \qquad \text{(XVIII.49)}$$

unde:

$$V_0 = FS; \quad y_0 = \sqrt{\frac{1 - e^{-\frac{h_{a_0}}{S}}}{\frac{h_{a_0}}{S}}}.$$

Relația din normele sovietice pentru castele:

$$V = \frac{Lfv_0^2}{gh_{a_0}}\left[\frac{1}{2}\ln\left(1 + \frac{y_d^2}{-x^{-0{,}15(x_d - x_{max})}}\right)\left(-\frac{x_d - x_{max}}{\varepsilon}\right)\right], \qquad \text{(XVIII.50)}$$

unde:

$$y_d = \frac{v_d}{v_0} = \sqrt{x_d + \frac{\varepsilon}{2}\left(1 + e^{-\frac{2(1-x_d)}{\varepsilon}}\right)}.$$

*Deschidere instantanee.* Formulele sînt aceleași ca la castelele cilindrice simplu sau cu diafragmă.

5.1.8. **Calculul analitic al oscilațiilor în castelul cu secțiune variabilă (castel cu camere).** Pentru castele la care $F = \varphi(h)$, rezolvarea analitică a ecuațiilor generale este imposibilă.

Dacă secțiunea camerelor este constantă se dă o rezolvare analitică aproximativă pentru volumul camerelor, astfel:

5.1.8.1. *Castel simplu cu camere*:

*Pentru camera superioară:*

Formula Vogt pentru castelul idealizat:

$$V = V_0 \ln\left(1 + \frac{h_{a_0}}{z_{max}}\right). \qquad \text{(XVIII.51)}$$

*Pentru camera inferioară:*

$$|V|_{z_{min}=h_{a0}} = 1{,}386\, V_0, \text{ deschidere totală;}$$

$$|V|_{z_{min}=h_{a0}} = 2\, V_0 \ln\left(\frac{2}{1+n}\right), \text{ deschidere parțială}$$

și:
$$V = V_0 \ln\left[\frac{z_{min} - h_{a_0}}{z_{min} - n^2}\left(\frac{\sqrt{z_{min}} + \sqrt{h_{a0}}}{\sqrt{z_{min}} - \sqrt{h_{a0}}} \cdot \frac{\sqrt{z_{min}} - n\sqrt{h_{a0}}}{\sqrt{z_{min}} + n\sqrt{h_{a0}}}\right)^{\sqrt{\frac{h_{a_0}}{z_{min}}}}\right] \quad \text{(XVIII.52)}$$

5.1.8.2. *Castel cu camere și diafragmă.* Rezolvarea exactă se face numai prin calcule grafice sau numerice. Orientativ se pot folosi formulele de la cazul 5.1.8.1 înlocuind pe $h_{a0}$ cu $h'_{a0} = h_{a0} - h_d$.

5.1.8.3. *Castel cu camere și deversor.* Se rezolvă în mod analog cu castelul cilindric cu deversor.

5.1.9. **Calculul grafic al oscilațiilor.** Ecuațiile diferențiale ale regimului nepermanent se rezolvă mai ușor pe cale grafică, prin folosirea unor curbe ajutătoare pentru variațiile lui $Q$, $F$, $Q_c$, $Q_d$ etc., pentru orice tip de castel.

Metodele existente sînt foarte variate, în special pentru castelul de secțiune constantă.

Principiul metodei a fost dat prima dată de Schoklitsch.

Ecuațiile mișcării în diferențe finite se pot scrie:

$$\Delta z = +\frac{Q_t}{F}\Delta t - \frac{f}{F} v\,\Delta t = \frac{Q_t - Q}{F}\Delta t; \quad \text{(XVIII.53)}$$

$$\Delta v = \frac{g}{L}\Delta t\,(z \pm h_a \mp h_d).$$

Sau înmulțind cea de a doua ecuație cu $f$:

$$\Delta z = -\frac{Q_t - Q}{F}\Delta t; \quad \text{(XVIII.54)}$$

$$\Delta Q = \frac{gf}{L}(z \mp h_a \mp h_d)\,\Delta t.$$

Intervalul de timp $\Delta t$ se alege astfel încît să nu rezulte unghiuri prea ascuțite pentru dreptele caracteristice: circa 10—12 intervale pînă la obținerea amplitudinii maxime.

Curbele ajutătoare necesare integrării sînt specifice pentru fiecare tip de castel.

5.1.9.1. *Castelul cu secțiune variabilă și cilindric.* Diferența între aceste tipuri constă numai în ceea ce privește curba $F\Delta z = \varphi(z)$ care la castelul cilindric este o dreaptă.

C ă d e r e d e s a r c i n ă (î n c h i d e r e). Pentru o închidere parţială de la $Q_0$ la $nQ_0$ făcută într-un interval de timp cu mult mai mic decît intervalul $\Delta t$, ales, se poate considera închidere instantanee. Calculul este redat în fig. XVIII.64.

După alegerea lui $\Delta t$ ordinea reprezentării grafice este următoarea :

— se construieşte curba ① $h_a = k'Q^2$, în coordonate $z$, $Q$ ;

— se construieşte dreapta ②, $Q$ $\Delta t$, în cordonate $V$, $Q$;

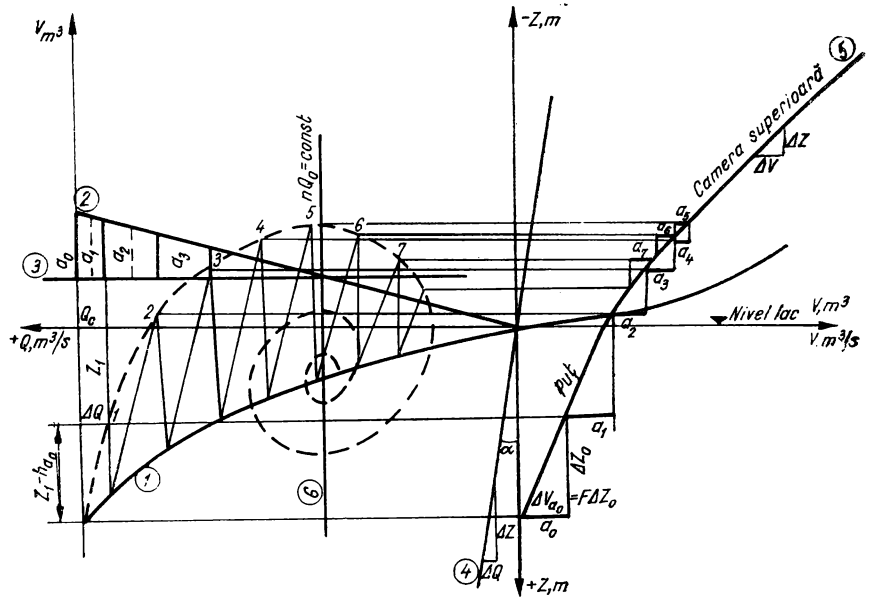



Fig. XVIII. 64. Salt maxim la închidere parţială (Schoklitsch).

— se construieşte dreapta ③, $Q_t \Delta t$, în coordonate $V, Q$, care taie dreapta ② în dreptul debitului $nQ_0$;

— se trasează dreapta ④, $\Delta Q = \dfrac{gf}{L}(z - h_a)\Delta t$, care are înclinarea $\operatorname{tg}\alpha = \dfrac{gf}{L}\Delta t$;

— se trasează curba ⑤, $V_{castel} = F\Delta z = \varphi(z)$ începînd de la nivelul $z_0 - h_{a0}$.

Se constată uşor că punctul *1* se obţine plecînd de la starea punctului 0, aflîndu-se :

— la dreapta punctului 0 cu $-\Delta Q = \dfrac{gf}{L}\Delta t\,(z_1 - h_{a_0})$ ;

— deasupra punctului 0 cu $\Delta z_0 = \dfrac{Q - nQ_0}{F}\Delta t$,

adică satisface condiţiile ecuaţiilor (XVIII.54).

Epura se continuă obţinîndu-se curba $z = \varphi(Q)$ care este o spirală convergentă spre nivelul corespunzător regimului permanent pentru debitul $nQ_0$.

Dacă $nQ_0 = 0$, dreapta ③ coincide cu axa $Q$ și dreapta ⑥ cu axa $z$.

Se constată că se folosesc mărimile de la începutul intervalului și se mențin constante pe tot intervalul.

Înlăturarea acestui neajuns se face prin admiterea unei valori mai mici a lui $Q$ în interval (valorile punctate în epură), sau folosind o construcție bazată pe propunerea lui Bergeron (fig. XVIII.65), unde $\operatorname{tg}\alpha = \frac{gf}{L}\Delta t$ și $\operatorname{tg}\beta = \frac{\Delta t}{F}$.

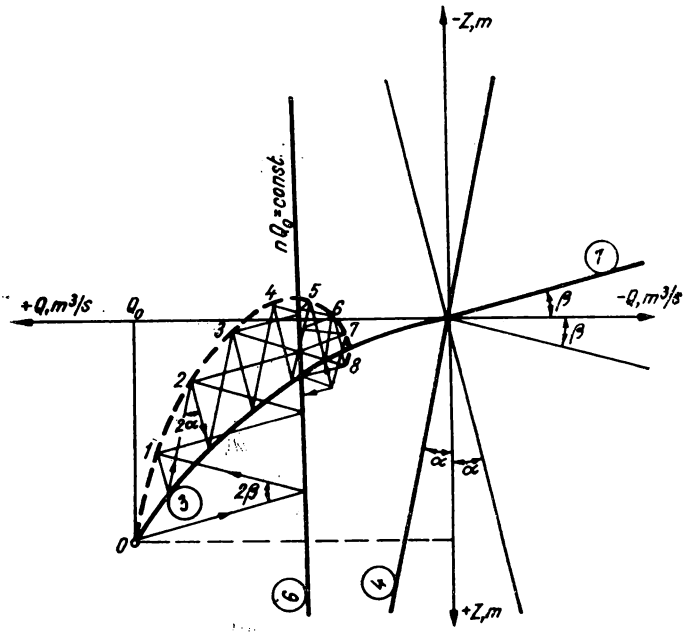



Fig. XVIII. 65. Salt maxim la închidere parțială (Bergeron).

Dreapta ⑦ este $\Delta z = \frac{\Delta Q}{F}\Delta t$ și intervalul între două puncte $2\,\Delta t$.

Se constată că metoda presupune $F$ constant. La castelul cu camere metoda poate fi folosită considerînd două drepte ⑦ cu înclinările $\operatorname{tg}\beta_1 = \frac{\Delta t}{F_{put}}$, $\operatorname{tg}\beta_2 = \frac{\Delta t}{F_{cs}}$.

Considerînd $\Delta t = L/a$ timpul cît unda de presiune parcurge aducțiunea, se obține propunerea lui Bergeron, unde $\operatorname{tg}\alpha = \frac{gf}{a}$ și $\operatorname{tg}\beta = \frac{L}{aF}$.

Creştere de sarcină (deschidere). Pentru o deschidere parţială de la $Q_0$ la $nQ_0$ (fig. XVIII.66).

Funcţia $z = \varphi(Q)$ reprezintă o spirală ce converge în punctul corespunzător nivelului în regim permanent al debitului $Q_0$.

5.1.9.2. *Castel cu deversor* (fig. XVIII.67 pentru închidere totală).

Deasupra cotei $z_d$ (creasta deversorului) se construieşte curba ⑧ $Q = MB(\Delta h)^{1,5}$. Calculul se face ca pentru un castel simplu pînă ajungem la $z_d$. Peste această cotă punctele se află pe curba ⑧.

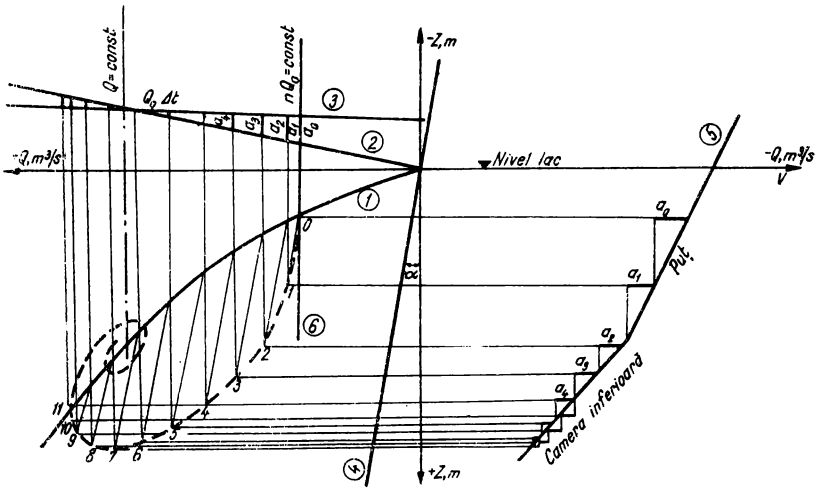



Fig. XVIII. 66. Salt minim la deschidere parţială.

Debitul maxim deversat corespunde nivelului maxim obţinut în punctul *3*.

Dacă debitul final nu este nul, epura se execută la fel, dar curba ⑧ trebuie construită începînd de la debitul final (punctat în epură).

5.1.9.3. *Castel cu diafragmă.* Cădere de sarcină (închidere). Epura de calcul se redă în fig. XVIII.68 pentru o închidere lentă, totală în timpul $t = 3\Delta t$. Curbele ⑨ reprezintă pierderea de sarcină în diafragmă: $h_d = k'_d(\Delta Q)^2$, iar curbele (10) pierderea totală în aducţiune şi diafragmă $= h_a + h_d$.

Creştere de sarcină (deschidere). Epura de calcul se redă în fig. XVIII.69 pentru o deschidere bruscă de la 0 pînă la $Q_0$, în m³/s.

Curba ⑨ este dată de relaţia $h_d = k'(Q_0 - Q)^2$, iar curba (10) de relaţia $h_a - h_d$.

5.1.10. **Calculul numeric al oscilaţiilor.** Integrarea aproximativă este cunoscută sub denumirea de metoda Meyer-Pressel. Ecuaţiile mişcării se scriu în diferenţe finite:

$$\frac{L}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t} - z_m \pm k v_m^2 \pm k_d v_m^2 = 0; \qquad \text{(XVIII.55)}$$

$$f_m v_m + F_m \frac{\Delta z}{\Delta t} = Q_m. \qquad \text{(XVIII.56)}$$

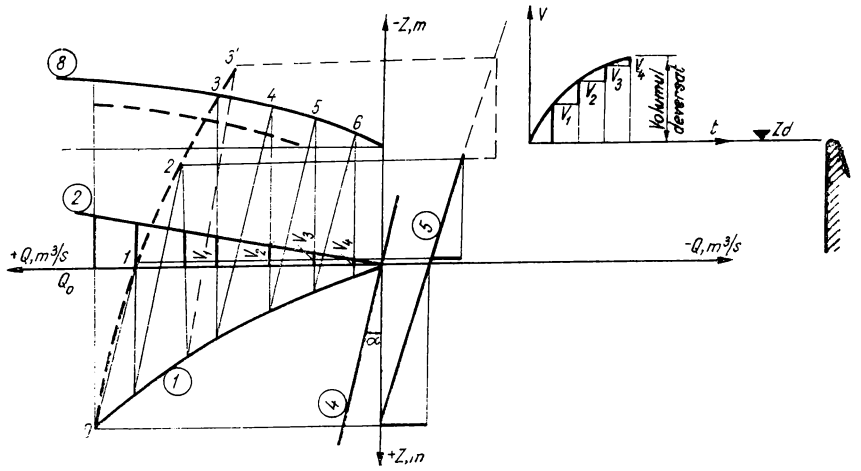



Fig. XVIII.67. Castel cu deversor — salt maxim.

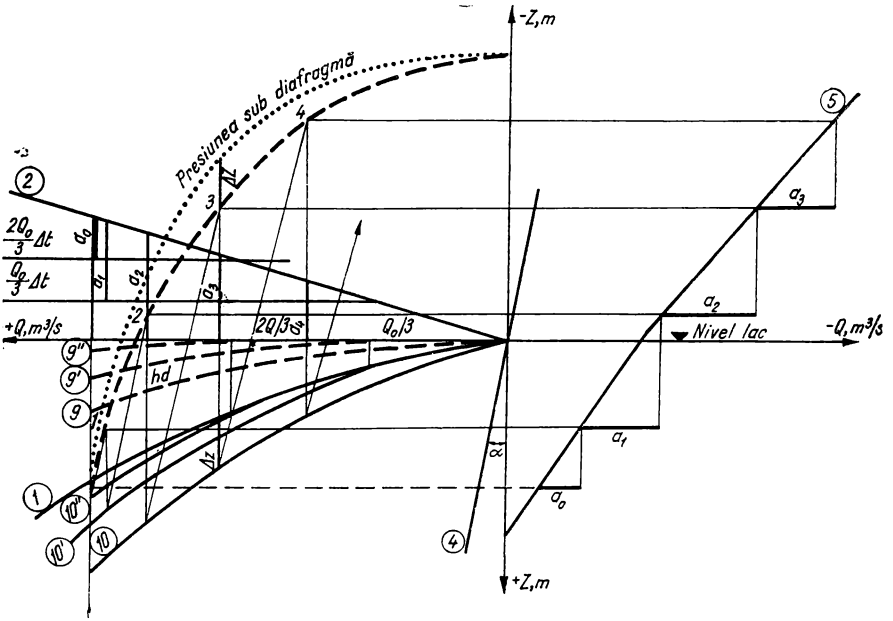



Fig. XVIII.68. Castel cu diafragmă — salt maxim.

Indicele $m$ arată că mărimea respectivă este medie în interval.

Rezolvarea prin încercări se face în ordinea indicată în tabelul XVIII.6.

Calculul se începe apreciind o valoare pentru $\Delta z$ şi se continuă cu intervalul următor dacă $z'_m = z_m$.

*Tabelul XVIII.6*

**Calculul oscilaţiilor în castel (metoda Meyer-Pressel)**

| Intervalul | $t$ | $\Delta t$ | $Q_i$ | $Q_m = \frac{Q_i + Q_i + 1}{2}$ | $Z_i$ | $\Delta Z$ | $Z_m = Z_i + \frac{\Delta Z}{2}$ | $F$ | $F_m = \frac{F_i + F_i + 1}{2}$ | $V_m$ din XVIII.56 | $\Delta V_m = 2(V_m - V_i)$ | $V_i$ | $kV_m^2$ | $Z'_m$ din XVIII.55 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| — | s | s | m³/s | m³/s | m | m | m | m² | m² | m/s | m/s | m/s | m | m |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 0 | 0 | | $Q_0$ | | $Z_0$ | | | $F_0$ | | Din XVIII.56 | $2(V_m - V_0)$ | $V_0$ | $kV^2m$ | Din XVIII.55 |
| | | 2″ | | $\frac{Q_0 + Q_1}{2}$ | | $\Delta Z_1$ | $\frac{Z_0 + Z_1}{2}$ | | $\frac{F_0 + F_1}{2}$ | | | | | |
| 1 | 2″ | | $Q_1$ | | $Z_1$ | | | $F_1$ | | | | $V_1$ | | |

Se poate pleca şi de la $\Delta v$ rezultînd celelalte elemente.

Rezolvarea directă a ecuaţiilor mişcării în raport cu $v$ se preferă mai ales la castele de formă complicată. Ţinînd seama că $v_m = v_i + \frac{\Delta v}{2}$ şi $z_m = z_i + \frac{\Delta z}{2}$ şi eliminînd pe $\Delta z$ între ecuaţiile (XVIII.55) şi (XVIII.56), se obţine :

$$\pm \frac{k}{4} \Delta v^2 + \left( \frac{L}{g \Delta t} + \frac{f_m}{4 F_m} \pm k v_i \right) \Delta v - z_i + \frac{f_m}{2 F_m} \Delta t v_i - \frac{Q_m}{2 F_m} \Delta t \pm k v_i^2 = 0.$$

Aceasta este o ecuaţie de gradul II de forma : $a \Delta v^2 + b \Delta v + c = 0$.

Cum $a \Delta v^2$ poate fi întotdeauna neglijat în raport cu ceilalţi termeni, se poate scrie $\Delta v \approx \frac{c}{b} \left( 1 - \frac{a}{b} \frac{c}{b} \right)$ sau chiar $\Delta v \approx \frac{c}{b}$.

Integrarea exactă se face prin folosirea maşinilor de calcul electronice, plecînd de la ecuaţiile mişcării scrise pentru fiecare caz în diferenţe finite în mod analog ca la metoda Meyer-Pressel.

### 5.1.11. Calculul oscilaţiilor în sisteme de castele

5.1.11.1. *Sistem de castele în serie.* Fie $n$ castele de echilibru branşate în serie pe aducţiune (v. fig. XVIII.41).

Se notează :

$Q_n$ — debitul ce trece prin tronsonul $A_n$ ;

$q_n$ — debitul ce vine în castelul $C_n$;
$Q_{(n+1)}$ — debitul în conducta forțată;
$z_0$ — cota în lac;
$z_n$ — cota apei în castelul $C_n$;
$h_{an} = k'_n \, Q_n^2$ — pierderile de sarcină pe tronsonul $L_n$.

Fiecare din tronsoanele de aducțiune formează împreună cu castelul din aval, un caz obișnuit de castel. Pentru fiecare astfel de sistem, nivelul static al lacului va fi înlocuit prin nivelul piezometric din castelul precedent. În timpul oscilației, diferența de nivel dintre castelele de la capetele unui tronson influențează valoarea și semnul de scurgere al debitului în tronsonul respectiv.

*Ecuațiile mișcării.* Pentru fiecare castel se scrie un sistem de ecuații de forma :

$$\frac{L}{g}\frac{dv_n}{dt} - (z_n - z_{n-1}) \pm h_{a_n} = 0 \; ;$$

$$f_n v_n + F_n \frac{dz_n}{dt} + q_n = Q_{n+1}. \qquad \text{(XVIII.57)}$$

Se obțin $n$ sisteme de ecuații care se pot rezolva din aproape în aproape, dacă se cunosc valorile pentru castelul precedent.

Pentru o rezolvare pe cale grafică ecuațiile se scriu sub forma :

$$\Delta Q = \frac{gf}{L_n}(z_n - z_{n-1} \pm h_{a_n})\,\Delta t \; ;$$

$$\Delta z = \frac{1}{F_n}(Q_{n+1} - f_n v_n - q_n)\,\Delta t \, . \qquad \text{(XVIII.58)}$$

Calculul se face construind $n$ epure $Q$, $z$ începînd întotdeauna cu epura $Q_n$, $z_n$ și din aproape în aproape stabilind curbele $z_n = \varphi(Q)$ pentru toate castelele.

Pentru două castele în serie, în fig. XVIII.70 se redă epura de calcul corespunzătoare căderii de sarcină.

Pentru creștere de sarcină epura se construiește în mod analog ținînd seama că $②'' = ② - q_n \Delta t$, iar dreptele paralele cu ④ pentru castelul *II*, se duc considerînd nivelul de referință $z_i$ din castelul *I*.

5.1.11.2. *Sistem de castele mixt* (amonte și aval de turbină). Schema generală este reprezentată în fig. XVIII.46.

Pentru cele două castele avem ecuațiile :

— castelul *I*:

$$\Delta Q_1 = \frac{gf_1}{L_1}(z_1 - h_{a_1})\,\Delta t \; ;$$

$$\Delta z_1 = \frac{Q + f_1 v_1}{F_1}\Delta t \; ; \qquad \text{(XVIII.59)}$$

— castelul *II*:

$$\Delta Q_2 = \frac{gf_2}{L_2}(h_{a_2} - z_2)\,\Delta t\ ;$$

$$\Delta z_2 = \frac{Q - v_2 f_2}{F_2}\Delta t. \qquad \text{(XVIII.60)}$$

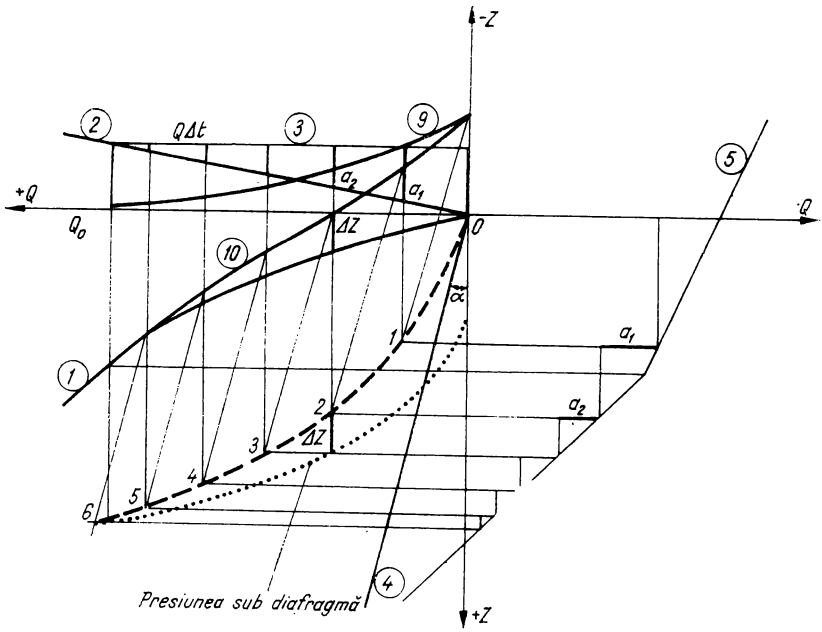



Fig. XVIII. 69. Castel cu diafragmă — salt minim.

Aceste două sisteme de ecuații sînt legate între ele prin ecuația reglajului care poate avea una din formele :

$Q$ = const, reglaj la debit constant ;

$Q = \varphi(t)$ ;

$$Q = \frac{C}{H - z_1 + z_2}\ ,\ \text{reglaj la putere constantă,}$$

unde :

$$C = \frac{\eta_0 Q_0}{\eta}(H - h_{a_1} + h_{a2}).$$

Pentru cazul reglajului la debit constant, cele două castele sînt independente. Pentru reglajul la putere constantă se construiesc două epure simultane, unde $Q$ se determină pentru fiecare moment corespunzător căderii $H - z_{1i} + z_{2i}$.

5.1.12. **Stabilitatea oscilațiilor în sistemul lac - aducțiune - castel.** La turbinele prevăzute cu regulatori de putere, variațiile de nivel în castel provoacă variații de debit

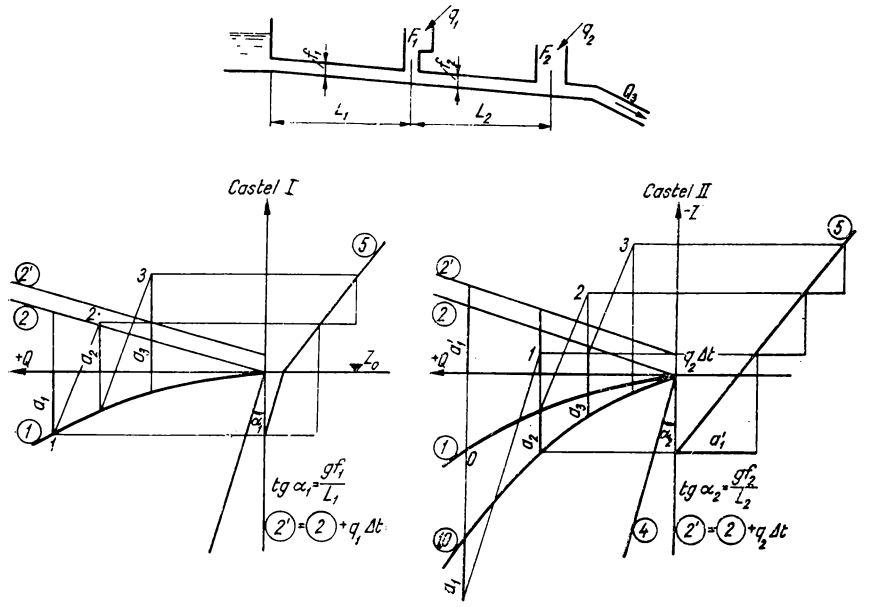



Fig. XVIII. 70. Castele în serie pe aducțiune — salt maxim.

care antrenează la rîndul lor alte variații de nivel. Regulatorul provoacă deci în acest caz, oscilații forțate în castel care se suprapun peste oscilațiile proprii și le măresc amplitudinea.

Limita de stabilitate se obține din ecuațiile mișcării la care se adaugă ecuația reglajului.

O ecuație oarecare a reglajului $\Phi(Q, z)$ se poate reprezenta ca o diagramă $Q = \varphi(z)$.

De exemplu :

— reglaj de debit constant $Q$ = const este o dreaptă ($I$ în fig. XVIII.71);

— reglaj la deschidere constantă $Q = Q_0 \sqrt{\frac{H+z}{H}} \approx Q_0 \left(1 + \frac{z}{2H}\right)$

(dreapta *II* în figură);

— reglaj la putere constantă $Q = \frac{\eta_0}{\eta} \frac{Q_0 H_0}{H + z}$ (curba *III*).

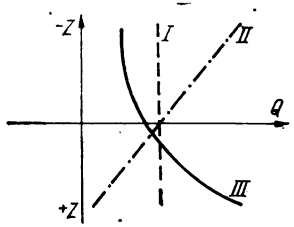



Fig. XVIII. 71. Curbe de reglaj.

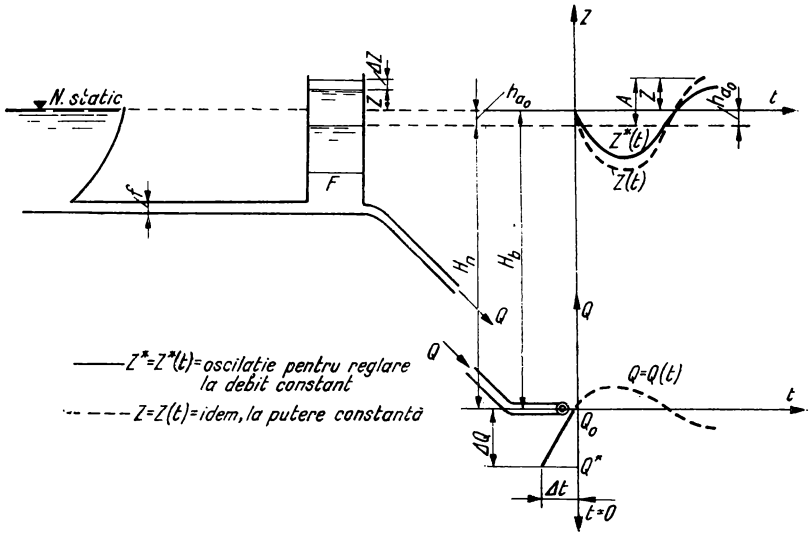



Fig. XVIII. 72. Producerea oscilaţiilor în castel pentru diferite moduri de reglaj.

Reglajul la putere constantă dă oscilaţiile cele mai mari, deci cea mai severă condiţie de stabilitate.

În fig. XVIII.72 se ilustrează modul de producere a oscilaţiilor în castel în cazul reglajului.

5.1.12.1. *Stabilitatea oscilațiilor în castelul simplu și cu diafragmă* pentru $P = \text{const.}$ Ecuațiile mișcării și reglajului sînt:

$$\frac{L}{g}\frac{dv}{dt} - z \pm kv^2 = 0;$$

$$fv + F\frac{dz}{dt} = Q; \qquad \text{(XVIII.61)}$$

$$Q(H - z) = Q_0 H_0 = C = \frac{P}{\eta\gamma},$$

$F$ și $\eta$ se presupun deocamdată constante.

Diferențiind în raport cu $t$, eliminînd pe $dv$, după ce se înlocuiește $z = kv_0^2 + x = z_0 + x$ și se dezvoltă în serie, se obține o ecuație de forma:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \varphi(t)\frac{dx}{dt} + \psi(t)x = 0. \qquad \text{(XVIII.62)}$$

Rezolvarea acestei ecuații:

*Cazul oscilațiilor infinit mici.* Se neglijează termenii ce conțin $\left(\frac{dx}{dt}\right)^2$ și $x^2$, se obține o ecuație de forma:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2m\frac{dx}{dt} + rx = 0. \qquad \text{(XVIII.63)}$$

Pentru obținerea unei oscilații amortizate este necesar ca $m \geqslant 0$ și $r \geqslant 0$.

Condiția $m = 0$ dă:

$$F_{min} = \frac{Lf}{2gk(H_{min} - h_{a_0})} = F_{T_h}. \qquad \text{(XVIII.64)}$$

$k$ corespunde pierderilor minime.

Aceasta este prima condiție a lui Thoma. Se poate scrie $F = n F_{Th}$, unde $n = 1{,}30 \ldots 1{,}50$, coeficient de siguranță față de secțiunea Thoma. Fiecare secțiune transversală a castelului trebuie să satisfacă această condiție. Rezultă secțiuni cu atît mai mari cu cît lungimea și secțiunea aducțiunii sînt mai mari și căderea este mai mică.

Condiția $r > 0$ dă: $\qquad h_{a_0} < \frac{H}{3}.$

Aceasta este a doua condiție a lui Thoma. Ea este îndeplinită aprioric aproape la toate instalațiile hidroenergetice.

*Cazul oscilațiilor mari.* Rezolvarea se face prin folosirea unor valori medii constante $\varphi_m(t)$ și $\psi_m(t)$, (ecuația XVIII.62).

Dezvoltînd calculele, Jaeger [17] obţine pentru oscilaţii care se află chiar la limita de stabilitate :

$$n = \frac{F}{F_{Th}} = \left(1 + 0{,}482\,\frac{Z_x}{H + h_{a_0}}\right).$$

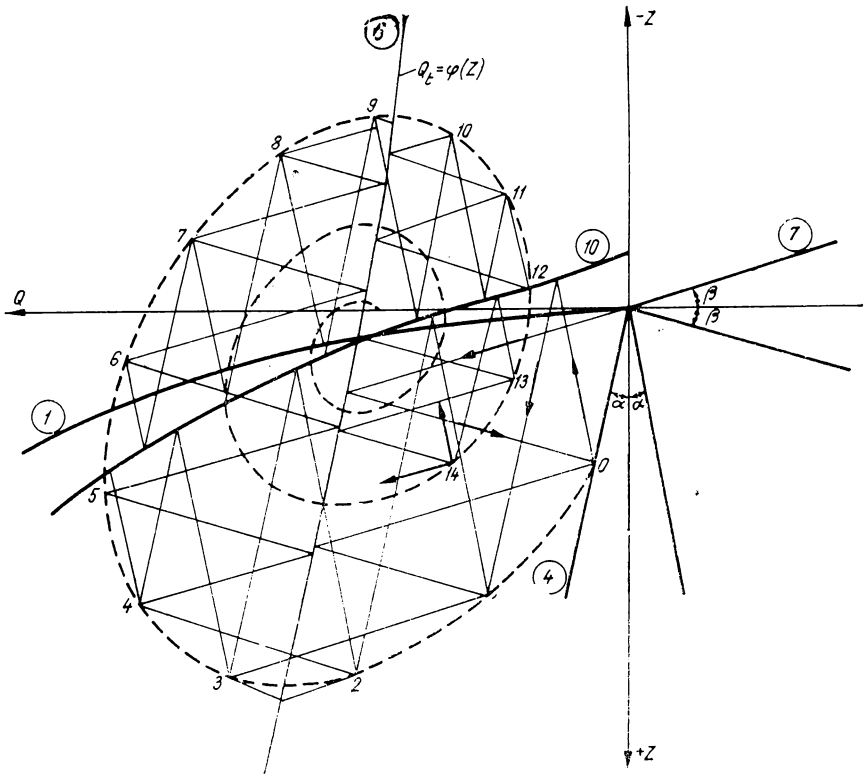



Fig. XVIII. 73. Calculul stabilităţii oscilaţiilor mari.

Stabilitatea în cazul oscilaţiilor finite poate fi analizată mai bine prin metoda grafo-analitică, adică prin construirea unei epure care să dea $z = \varphi(Q)$, pentru $P = \text{const}$.

Condiţiile de calcul cele mai dezavantajoase sînt : cotă minimă în lac şi valori minime ale pierderilor de sarcină pe aducţiune. În epură, dreapta ⑥ se transformă într-o curbă. Randamentul $\eta$ poate fi presupus constant sau se deduce din topograma turbinei $\eta = \varphi(Q, H)$, la $P = \text{const}$. Epura se construieşte pentru o deschidere de la 0 pînă la 0,90 $P_{max}$ (fig. XVIII.73). Timpul între două puncte $2\,\Delta\,t$.

Pentru a afla $n = \frac{F}{F_{Th}}$ se determină decrementul amortizării oscilațiilor, ega cu raportul amplitudinii a două oscilații consecutive :

$$D = \frac{z_t + T}{z_t} ,$$

$z$ se măsoară față de nivelul în regim permanent.

Jaeger dă următoarea relație între $D$ și $n$.

$$D = e^{\pi\left(\frac{1}{\sqrt{n}\,h_{01}} - 2\sqrt{n}\,p_{01}\right)T^*} . \qquad \text{(XVIII.65)}$$

în care :

$$h_0 = \frac{H}{Z_*^1} \; ; \quad p_{01} = \frac{h_{a_0}}{Z_*^1} \; ;$$

$$T^* = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{1}{4}\left(\frac{1}{h_0} + 2p_0\right)^2}} \; ; \qquad h_0 = \frac{H}{Z_*} \; ; \; p_0 = \frac{h_{a_0}}{Z_*} \; ;$$

$$Z_* = v_0\sqrt{\frac{Lf}{gF}} \; ; \qquad Z_*^1 = v_0\sqrt{\frac{Lf}{gF_{Th}}} .$$

5.1.12.2. *Stabilitatea oscilațiilor în sisteme de castele.* Verificarea stabilității oscilațiilor se face prin calcule directe prin construirea curbei $z = \varphi(t)$ pentru fiecare caz în parte.

Pentru oscilațiile mici în literatură se dau următoarele formule pentru castel aval și amonte de turbină :

$$F_1 > \frac{L_1 f_1\left(1 + \frac{F_1}{F_2}\right)}{2gk_1(H - h_{a_{1,0}} - h_{a_{2,0}})} \; ; \qquad \text{(XVIII.66)}$$

$$F_2 > \frac{L_2 f_2\left(1 + \frac{F_2}{F_1}\right)}{2gk_2(H - h_{a_{1,0}} - h_{a_{2,0}})} . \qquad \text{(XVIII.67)}$$

La castelele în serie este bine ca la ultimul castel să nu se admită o secțiune prea mică.

5.1.12.3. *Alţi factori care influenţează stabilitatea oscilaţiilor* Înălţimea cinetică. Calame şi Gaden, considerînd că înălţimea cinetică se poate recîştiga şi ca atare nu trebuie scăzută din căderea brută, obţin:

$$F \geqslant \frac{1}{2gk} \frac{L f}{\left(H - h_{a_0} + 2 \frac{v_0^2}{2g}\right)}. \qquad \text{(XVIII.68)}$$

*Pierderile prin frecare în conducta forţată.* Acestea acţionează în mod defavorabil îngreunînd reglajul turbinelor. Ele pot mări amplitudinea oscilaţiilor cu 10—20%.

Morozov obţine:

$$F \geqslant \frac{Lf}{2gk\,(H - h_{a_0} - 3h_{f_0})}. \qquad \text{(XVIII.69)}$$

*Randamendul.* Variaţia randamentului poate influenţa favorabil sau defavorabil oscilaţiile după cum $\frac{d\eta}{dH} \gtrless 0$ (fig. XVIII.74).

Se dau următoarele formule:

Calame şi Gaden:

$$F \geqslant \frac{Lf}{2\,g\,k\,(H - h_{a_0})} \left(1 - \frac{3}{2}\,\Delta\right). \qquad \text{(XVIII.70)}$$

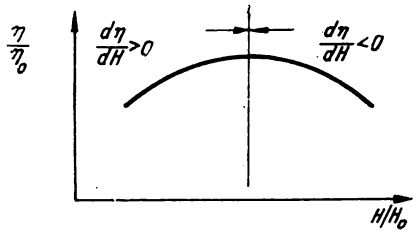



Fig. XVIII. 74. Variaţia randamentului.

Normele sovietice TU. 24.14.40:

$$F \geqslant \frac{L f (1 + \Delta)}{2\,gk\,[H_{n_0} - 2\,h_{f_0}(1 + \Delta)]}, \qquad \text{(XVIII.71)}$$

unde: $\Delta = \frac{H_{n_0}}{\eta_0} \frac{\Delta\eta}{\Delta H_{n_0}}$;

$\Delta\eta$ se stabileşte în punctul corespunzător căderii nete a regimului permanent considerat.

*Funcţionarea în paralel.* La funcţionarea în paralel cînd distribuirea sarcinilor se face proporţional cu puterea (regulatorii au aceeaşi neuniformitate) secţiunea minimă a castelului se reduce simţitor.

Dacă $P$ este puterea centralei şi $P_s$ este puterea sistemului, notînd $\frac{P}{P_s} = \delta$, Jaeger a obţinut:

$$F \geqslant \frac{Lf}{2\,gk\,H_{n_0}} \left[1 - \frac{3}{2}(1 - \delta)\right], \qquad \text{(XVIII.72)}$$

sau dacă se ţine seama şi de randament:

$$F \geqslant \frac{Lf}{2\,gk\,H_{n_0}} \left[1 - \frac{3}{2}\Delta - 3(1 - \delta)\right]. \qquad \text{(XVIII.73)}$$

Pentru $\delta \leqslant 1/3$ rezultă $F = 0$, deci oscilaţiile sînt amortizate la orice secţiune de castel.

Rezultă că, cu cît centrala este de putere mai mare, cu atît trebuie să fim mai prevăzători la dimensionarea castelului.

Normele sovietice indică formula:

$$F \geqslant \frac{Lf(\Delta + \delta)}{2\,gk\,[H_{n_0} - 2h_{f_0}(1 + \Delta)]}. \qquad \text{(XVIII.74)}$$

Formulele XVIII.72 şi XVIII.73 sînt limitate ca folosire, deoarece într-un sistem neuniformitatea regulatorilor nu este aceeaşi.

*Concluzii.* Coeficientul de siguranţă $n = \frac{F}{F_{Th}}$ se admite cu atît mai mic cu cît se ţine seama de mai mulţi factori negativi. El poate fi coborît pînă la 1,05 cînd se ţine seama de toţi factorii negativi şi nu se consideră nici un factor pozitiv.

Formulele care ţin seama de sistem se vor folosi cu prudenţă.

La centralele care participă la reglajul frecvenţei se vor efectua calcule pentru opriri şi porniri repetate.

5.1.13. **Transmiterea loviturii de berbec pe aducţiune.** La castelele cu diafragmă şi la castelele cu conductă de legătură lungă şi de secţiune mică, este posibil ca unda transmisă pe aducţiune să aibă valori mari, în special pentru unde cu front vertical.

Pentru o ramificaţie ca cea de la baza castelului unde se întîlnesc trei conducte (fig. XVIII.75); conducta forţată $C$, legătura cu castelul $C'$ şi aducţiunea $C''$ cu caracteristicile:

$$\beta = \frac{a}{f}; \qquad \beta' = \frac{a'}{f'}; \qquad \beta'' = \frac{a''}{f''},$$

unda cu front vertical $U$ formată în $C$, dă la ramificaţie naştere la trei unde: $u'$, $u''$ şi o undă reflectată $u_1$.

Presiunea avînd aceeaşi valoare în punctele $b$, $b'$ $b''$, avem:

$$u' + u'' = U + u_1 \qquad \textit{(a)}.$$

Condiția de continuitate cere :

$$f\left[v_0 - \frac{g}{a}(U - u_1)\right] = f'\left(v_0' - \frac{g}{a'}u'\right) + f''\left(v_0'' - \frac{g}{a''}u''\right)$$

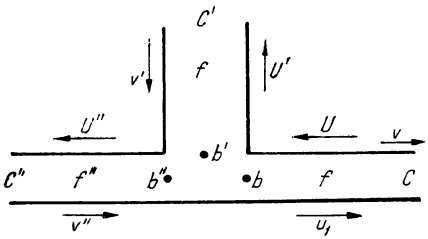



Fig. XVIII. 75. Transmiterea loviturii de berbec la ramificația castel — aducțiune.

și ținînd seama că în momentul inițial $fv_0 = f'v_0' + f''v_0''$ se obține :

$$\frac{U - u_1}{\beta} = \frac{u'}{\beta'} + \frac{u''}{\beta''} \quad (b)$$

Din ecuațiile ($a$) și ($b$) rezultă :

$$u' = u'' = U\frac{2\beta'\beta''}{\beta\beta' + \beta'\beta'' + \beta\beta''};$$

$$u_1 = U\frac{\beta'\beta'' - \beta(\beta' + \beta'')}{\beta\beta' + \beta'\beta'' + \beta\beta''}.$$

Dacă : $f' = f''$, rezultă $u'' \approx 0{,}67\ U$ ;

$f' = 0{,}2\ f''$, rezultă $u' = u'' \approx 0{,}9\ U$.

Deci, pentru unde cu front vertical se pot transmite presiuni importante pe aducțiune.

În practică manevrele turbinelor dau naștere la unde cu front foarte înclinat. Presiunile se transmit pe aducțiune numai pentru diafragme lungi, timp foarte scurt de închidere și pentru valori importante ale debitului. Dacă $\Phi' = \frac{2L'}{a}$ este timpul în care unda parcurge diafragma, Escande arată că pentru un timp de închidere $T_i = 100\ \Phi'$ presiunea transmisă pe aducțiune este de numai 6,97 % din presiunea maximă la distribuitor, iar pentru $T_i = 400\ \Phi'$, ea se reduce la 1,8 %.

Pentru $n = \frac{T_i}{\Phi'} > 50$, suprapresiunea maximă transmisă pe aducțiune se poate calcula cu formula dată de Escande:

$$\xi_M = \frac{\operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha} \cdot \frac{2(y_0 + Q_0 \operatorname{tg}\alpha)}{1 + \sqrt{1 + \frac{4\, y_0 (y_0 + Q_0 \operatorname{tg}\alpha)\, n^2}{Q_0^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}}}, \qquad \text{(XVIII.75)}$$

unde $y_0$ este presiunea statică la distribuitor:

$$\operatorname{tg}\alpha' = \frac{a'}{gf'}; \qquad \operatorname{tg}\alpha = \frac{a}{gf}.$$

Manevrele de închidere lentă $T_i > \Phi$ (timpul de parcurgere al conductei forțate) singurele utilizate în practică, nu permit unei diafragme foarte scurte să transmită pe aducțiune, unde de presiune de valoare apreciabilă. Numai pierderea de sarcină în diafragmă majorează presiunea în aducțiune la legăturile scurte.

Se consideră că pierderea de sarcină în diafragmă se transmite cu toată valoarea dacă lungimea aducțiunii $L'' \geqslant \frac{a''T}{2}$ și este constantă pe lungimea $L'' - \frac{a''T}{2}$ măsurată de la castel.

Pentru $L'' < \frac{a''T}{2}$, repartiția suprapresiunii în lungul aducțiunii va fi cea dată de saltul maxim.

Se va evita pe cît posibil să se execute legături lungi între castel și aducțiune.

5.1.14. **Calcule statice.** 5.1.14.1. *Tipuri de cămășuieli.* Materialele folosite pentru cămășuiala castelelor, sînt: metalul, betonul și torcretul. Se întîlnesc tipurile de cămășueli din fig. XVIII.76 (cămășueli clasice) și fig. XVIII.77 (cămășueli moderne).

În funcție de natura rocilor în care se execută castelul pot fi luate în considerație următoarele tipuri:

— roci bune și foarte bune, tipurile din fig. XVIII.76, *a*, *b*, și fig. XVIII.77, *a*. *b*, *c*;

— roci slabe și foarte slabe, tipurile din fig. XVIII.76, *c*, *d*, și fig. XVIII. 77, *d*;

— roci slabe, permeabile și diametre mari cînd nu este posibilă menținerea rocii în excavație, cu sprijiniri care să lase liberă toată secțiunea, tipul din fig. XVIII.76, *c*.

Pentru castele aeriene tipurile din fig. XVIII. 76,*a*,*e*.

Pentru a se asigura o conlucrare cu roca se fac injecții la contactul beton-rocă, precum și la adîncimea de 3—4 m în rocă cu lapte de ciment. Presiunea injecțiilor în rocă este de 1,50 — 2,00 ori presiunea de lucru.

La cămășuelile blindate presiunea de injecții se alege astfel încît să nu producă voaloarea tolei. De asemenea, la aceste cămășueli, la care presiunea exterioară este importantă și ancorarea în beton rezultă neeconomică, se execută drenaje exterioare sau interioare, care descarcă presiunea apei din masiv.

5.1.14.2. *Sarcini de calcul.* Pentru calculul cămășuelii părților de construcție ale castelelor, se iau în vedere următoarele sarcini:

*Sarcini normale (permanente și accidentale):*

1) presiunea apei la nivelul saltului maxim;
2) greutatea cămășuielii;
3) presiunea masivului;

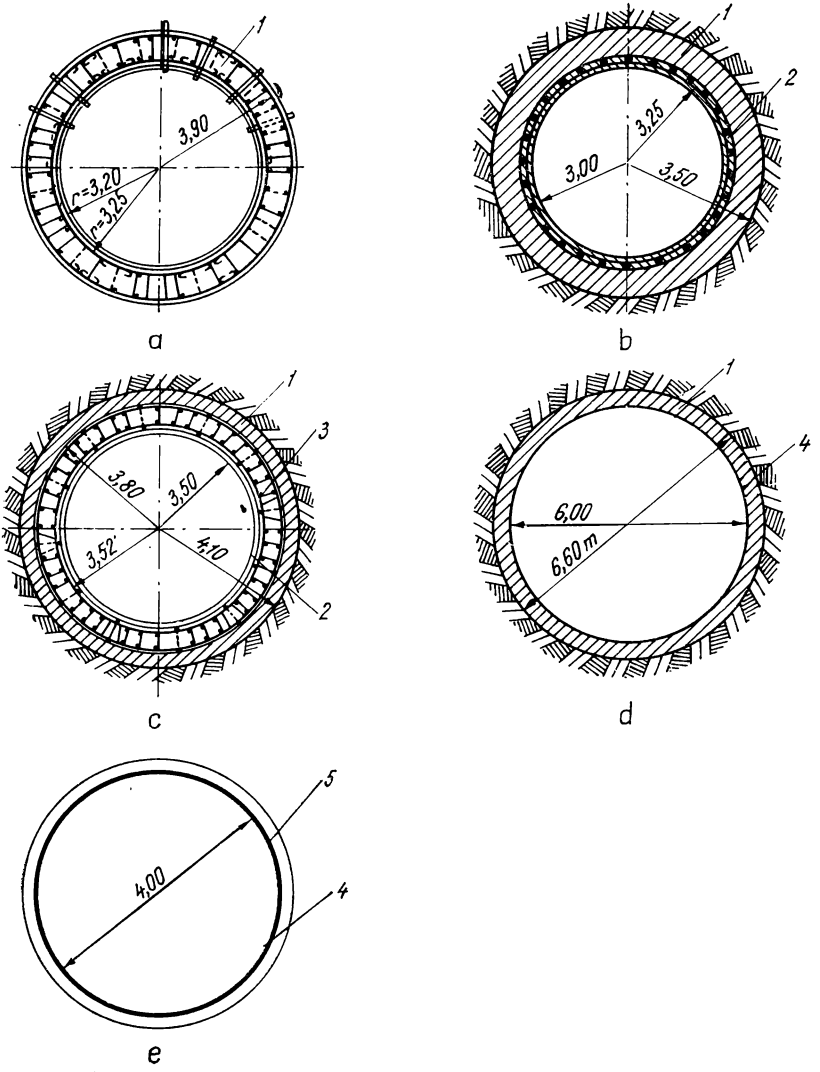



Fig. XVIII. 76. Secţiuni tip. Cămăşuieli clasice :
*1* — beton ; *2* — torcret ; *3* — beton armat ; *4* — tolă ; *5* — rigidizare.

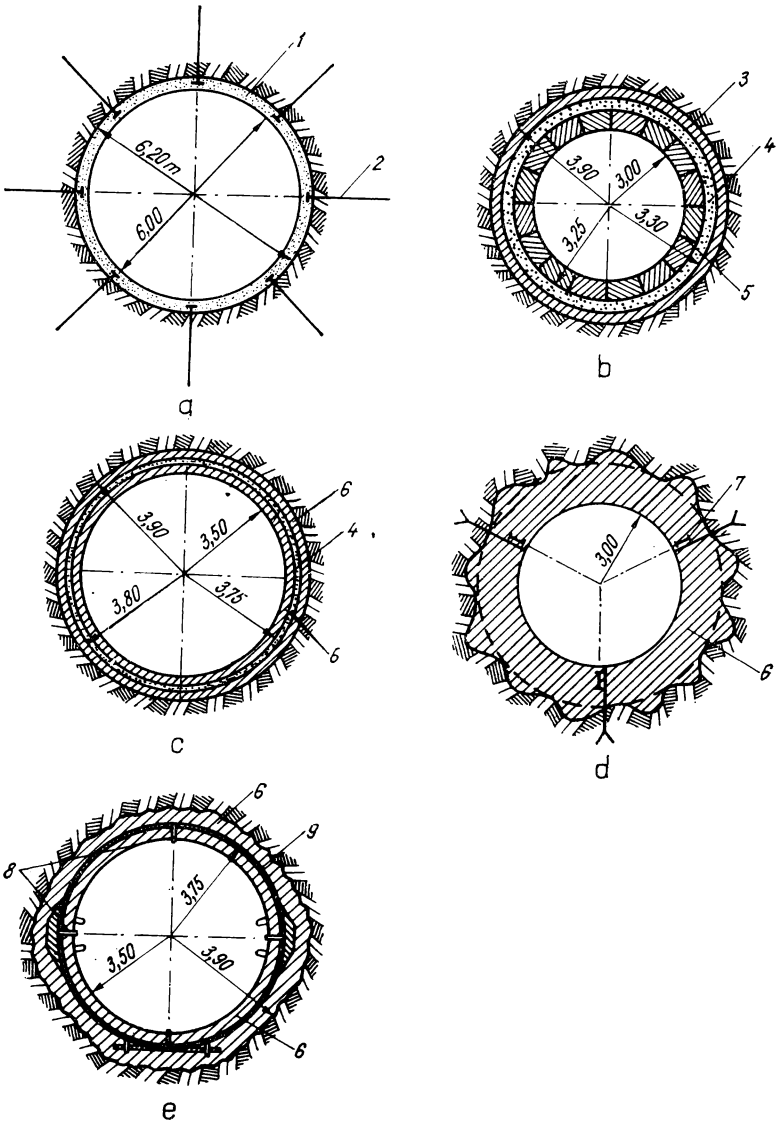



Fig. XVIII. 77. Secţiuni tip. Cămăşuieli moderne :

*1* — sprit beton; *2* — ancore; *3* — inel exterior de beton; *4* — mortar injectat; *5* — bolţari de beton; *6* — beton; *7* — vinciuri plate; *8* — ţevi pentru injecţii; *9* — armătură postîntinsă.

4) presiunea de injecţii;
5) presiunea apei din masiv;
6) diferenţa de temperatură între apă şi masiv;
7) greutatea apei;
8) presiunea vîntului;
9) greutatea zăpezii;
10) greutatea utilajului tehnologic.

*Sarcini excepţionale:*

11) sarcini seismice;
12) sarcini de probă.

5.1.14.3. *Calculul elementelor constructive.* Camera superioară circulară şi castelele aeriene cu sarcinile indicate mai înainte la poziţiile: 1), 2), 6), 8), 9), 10) şi 11).

Se folosesc formulele rezervoarelor cilindrice, calculate în teoria de încovoiere (v. [5], Secţiunea VII, Cap. XII) cu schemele de calcul din fig. XVIII.78.

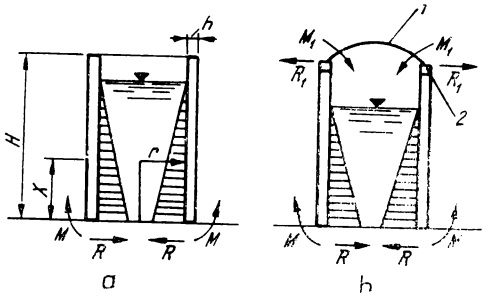



Fig. XVIII. 78. Schema de calcul a unui castel aerian:
*a* — castel deschis; *b* — castel acoperit; *1* — cupolă; *2* — centură.

Acoperişul. Acoperirea castelelor se face cu cupole sau cu plăci circulare avînd ca sarcini de calcul: 2), 8), 9) şi 10).

Pentru cupolă se folosesc de obicei formulele învelitorilor de rotaţie încărcate simetric, calculate în teoria de încovoiere (v. [5]. Secţiunea VII, Cap. VI.2), cu schema de calcul din fig. XVIII.79.

Pentru placă se folosesc formulele clasice pentru placă circulară perfect încastrată sau simplu rezemată, sau pentru plăci dreptunghiulare în cazul că placa e rezemată pe grinzi intermediare (fig. XVIII.80).

Camera inferioară şi alte legături sub formă de galerii orizontale sau înclinate. Sarcini: 1), 2), 3), 4), 5), 6), 7) şi 11). Calculul se efectuează ca la galeriile orizontale. Pentru galeriile înclinate se consideră sarcinile în proiecţie pe planul perpendicular pe direcţia galeriei.

Puţul vertical. Sarcini: 1), 2), 3), 4), 5), 6) şi 11). Spre deosebire de galeriile orizontale, la puţurile verticale, presiunea masivului este numai cea laterală şi este uniformă pe tot conturul.

Considerînd masivul ca un corp ideal și elastic, presiunea la adîncimea z de la suprafața terenului este: $p_z = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma z$, $\mu$ fiind coeficientul lui Poisson pentru masiv, avînd valoarea 0,20 — 0,50.

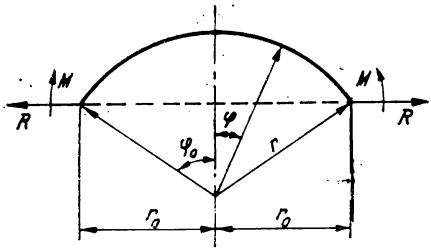



Fig. XVIII. 79. Schema de calcul a unei cupole.

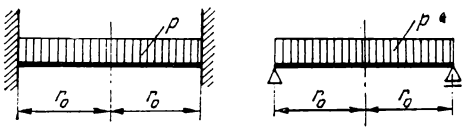



Fig. XVIII. 80. Schema de calcul a unei plăci de acoperiș.

Admițînd teoria zidurilor de sprijin ca ipoteză de calcul a presiunii masivului Țimbarevici, în cazul existenței mai multor straturi de rocă (fig. XVIII.81), indică formula:

$$p_z = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \gamma_n h_n)\,\mathrm{tg}^2\,\frac{90 - \beta_n}{2}, \qquad \text{(XVIII.76)}$$

$\beta_n$ fiind unghiul de frecare internă pentru rocile de la nivelul planului considerat.

În cazul straturilor înclinate se constată că presiunea este asimetrică. În general această asimetrie este foarte mică și nu se ține seama de ea.

În realitate rocile nu pot fi considerate corpuri ideale cu o distribuție uniformă a presiunii pe perimetru. Valoarea și repartiția acesteia este influențată de: unghiul de înclinare al straturilor, fisurarea rocilor, afluența apelor, metoda de excavare, modul de susținere, coeficientul de tărie al rocii, secțiunea excavată etc. Pentru roci cu $f < 4$ (coeficient de tărie) formula XVIII. 76 dă rezultate bune.

Forța seismică este dată de relația $S = k_s Q$, în care $k_s$ este coeficientul de seismicitate dat în tabelul XVIII.7, iar $Q$ este greutatea construcției împreună cu sarcinile utile.

Calculul eforturilor în căptușeală se face pentru fiecare sarcină astfel:

— *efortul tangențial*, la interior (fig. XVIII.82):

— efortul din presiunea interioară :

$$\sigma_{t_{p_i}} = - p_i \frac{t^2 + A}{t^2 - A}; \qquad \text{(XVIII.77)}$$

$$A = \frac{0{,}01^{l}E - (1 + \mu) k_0}{0{,}01\, E + (1 - \mu) k_0}.$$

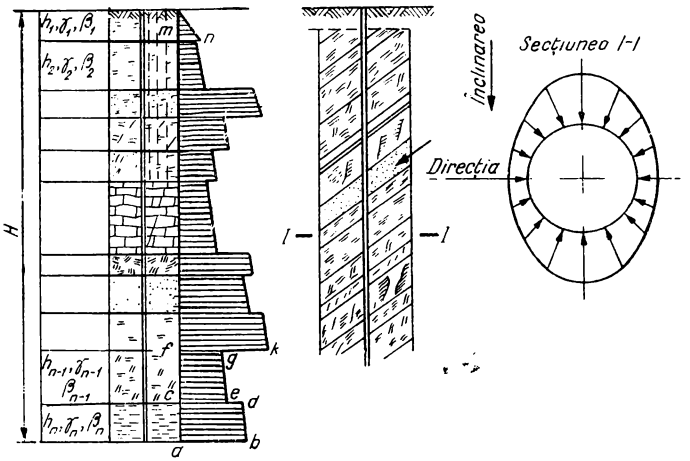



Fig. XVIII. 81. Împingerea pământului la puţuri.

*Tabelul XVIII.7*

**Coeficienţi de seismicitate**

| Gra du cutremurului | Acceleraţia mm/s$^2$ | $k_s$ |
|---|---|---|
| VII | 100—250 | 0,025 |
| VIII | 250—500 | 0,050 |
| IX | 500—1 000 | 0,100 |

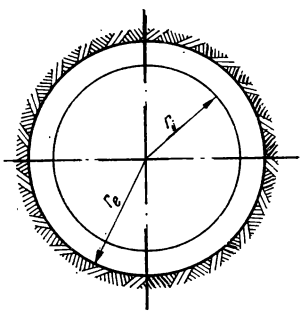



Fig. XVIII. 82. Secţiune tip. Notaţii.

$E$ este modulul de elasticitate al cămășuielii;

$$t = \frac{r_e}{r_i}.$$

— efortul din presiunea exterioară:

$$\sigma_{t_{pe}} = 2\, p_e \frac{t^2}{t^2 - 1}. \qquad \text{(XVIII.78)}$$

— efortul din temperatură. În mod aproximativ:

$$\sigma_{tt} = -\,(1 + \mu)\,\alpha_b\, E\, \Delta t\ ; \qquad \text{(XVIII.79)}$$

$$\alpha_b = (1{,}00 \ldots 1{,}35)\ 10^{-5}.$$

*Efortul tangențial total*:

$$\sigma_t = \sigma_{t_{pi}} + \sigma_{t_{pe}} + \sigma_{tt}.$$

Pentru galeriile în mai multe straturi se calculează cu:

$$E^* = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i};\quad h = \sum h_i,$$

$h_i$ fiind grosimea cămășuielilor.

Se obține: $\sigma^*$ și $\sigma_i = \sigma^* \dfrac{E_i}{E^*}$. (XVIII.80)

*Efortul longitudinal:*

— din greutatea proprie: $\sigma_g = \dfrac{N}{\Omega}$;

unde: $N$ este greutatea conductei deasupra secțiunii considerate;

$\Omega$ — secțiunea la nivelul considerat.

— efortul longitudinal din efectul Poisson $\sigma_P = \mu\sigma_t$.

*Efortul longitudinal* total:

$$\sigma_l = \sigma_g + \sigma_P. \qquad \text{(XVIII.81)}$$

Verificarea se face pentru efortul echivalent, corespunzător celei mai dezavantajoase ipoteze de rupere:

$$\sigma_{ech} \leqslant \sigma_a. \qquad \text{(XVIII.82)}$$

5.1.15. **Indicații constructive :**

— diametrul conductei de legătură sau al puțului vertical trebuie să satisfacă și condiția reflectării complete a loviturii de berbec de la castel. Pentru aceasta diametrul puțului vertical trebuie să fie mai mare decît diametrul derivației. Pentru $D_{castel} < D_{aducțiune}$ se calculează lovitura de berbec pentru a vedea în ce mod se reflectă ;

— este necesar să se asigure un spațiu pentru evacuarea aerului la salturi. Secțiunea de ieșire sau intrare a aerului (corespunzătoare unei viteze de circa 60 — 70 m/s) trebuie să fie cel puțin 0,06 din secțiunea derivației ;

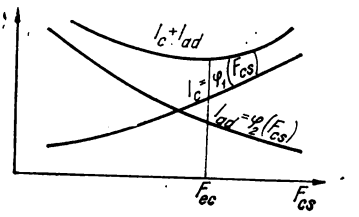


Fig. XVIII. 83. Calculul secțiunii economice a castelului.

— diafragma simetrică sau asimetrică se stabilește în funcție de tipul centralei și condițiile de exploatare ;

— radierul camerei superioare se va așeza deasupra cotei maxime în lac la viituri. În cazul unor pierderi mari de sarcină pe aducțiune, poate fi așezat și mai jos, făcîndu-se un calcul economic ;

— radierul camerei superioare trebuie să aibă neapărat o înclinare de cel puțin 1% spre puț, pentru a da posibilitatea de scurgere în cazul golirii camerei ;

— la baza deversorului interior din camera superioară trebuie făcute orificii pentru scurgerea apei. Secțiunea lor se determină din condiția ca la a doua urcare a apei să nu se depășească cota maximă ;

— dacă orificiile rezultă ca secțiune mare, este necesar să fie prevăzute cu vane articulate care să se închidă la urcarea apei în puț, și să se deschidă la creșterea presiunii în cameră. Dacă nu sînt practicate aceste vane, apa umple camera și prin orificii, iar calculul se face ca pentru un castel diferențial ;

— suprafața camerei inferioare trebuie să asigure scurgerea debitului corespunzător celei mai mari variații de calcul. Secțiunea camerei trebuie să fie mai mare ca :

$$F_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2 B}{g}}, \qquad \text{(XVIII.83)}$$

în care : $\alpha$ este coeficientul de neuniformitate ($\alpha = 1{,}10$) :

$B$ — lățimea camerei.

Dacă nu se poate lărgi camera, atunci se va trece la schema cu sifon, care permite creșterea diferenței de nivel între puț și cameră și asigură scurgerea debitului necesar :

— garda de nivel între cheia derivației și nivelul minim din castel, trebuie să fie de 3 — 4 m pentru derivațiile de lemn și de 2 — 3 m pentru celelalte tipuri ;

— radierul camerei inferioare trebuie să aibă o pantă de cel puțin 1% spre puț. La cheie, panta trebuie să fie de cel puțin 1,50%.

5.1.16. **Considerații tehnico-economice.** 5.1.16.1. *Stabilirea nivelului maxim în castel.* Micșorarea volumului camerei superioare conduce la reducerea costului castelului pe de o parte, iar pe de altă parte la majorarea costului aducțiunii ca urmare a ridicării cotei nivelului maxim din care cauză este necesară majorarea grosimii cămășuielii acesteia. Soluția optimă este dată de expresia $I_{castel} + I_{ad} = minim$ (fig. XVIII.83).

În funcție de $F_{ec}$ rezultă $z_{max}$.

5.1.16.2. *Alegerea tipului de castel.* Factorii care influențează alegerea castelului, sînt de două categorii: factori care țin seama de condițiile de exploatare și factori care determină costul construcției.

Din prima categorie fac parte: elasticitatea în funcționare, amplitudinea oscilațiilor, amortizarea oscilațiilor, variația nivelului în bieful amonte, condițiile de funcționare, căderile etc.

Din cea de a doua categorie, fac parte: condițiile topografice și geologice, volumul castelului, condițiile de execuție.

Indicativ se arată următoarele:

— castelul cilindric simplu sau cu diafragmă devine economic în cazul aducțiunilor scurte de diametre mici, dar mai ales pentru căderi mici. La căderi mici secțiunea cerută de condițiile de stabilitate a oscilațiilor poate fi atît de mare încît să nu mai fie necesare camere. Introducerea rezistenței suplimentare (diafragma) micșorează amplitudinea oscilațiilor avantajînd castelul cilindric la căderile mici;

— castelul cu secțiune variabilă (cu camere) este foarte economic la căderi mari, cînd nivelul în lac variază pe o înălțime mare. Camera superioară se amenajează deasupra nivelului maxim în lac, iar cea inferioară sub nivelul minim, micșorat cu valoarea pierderilor maxime de sarcină. Puțul are secțiunea minimă cerută de condițiile de stabilitate a oscilațiilor. Combinarea acestui castel cu deversor sau diafragmă îl face și mai economic;

— castelul diferențial reprezintă tipul cel mai potrivit pentru castelul aerian. El se impune dacă în lac nivelul variază foarte puțin (20 — 30 m) sau este constant. Asigură o stabilitate a oscilațiilor mai bună decît celelalte tipuri. Își pierde din interes pentru variații mari de nivel și pentru cazul cînd $\Delta Q_{desc} < 0{,}5\ \Delta Q_{închid}$;

— castelul pneumatic se utilizează rar în cazuri temeinic justificate.

În afară de aceste considerente, de fiecare dată se efectuează calcule tehnico-economice pentru obținerea celei mai avantajoase soluții.

## 5.2. CAMERE DE ÎNCĂRCARE

5.2.1. **Poziția și funcțiile camerelor de încărcare.** Aducțiunile cu scurgere liberă se termină în capătul aval printr-o construcție denumită cameră de încărcare. Deși plasată în același loc ca și castelul, îndeplinește mai puține funcții:

— asigură volumul de apă necesar pornirii turbinelor fără ca nivelul apei să scadă sub cheia conductelor forțate;

— asigură acumularea sau evacuarea volumului suplimentar în cazul opririi centralei;

— asigură continuitatea debitului spre centralele din aval la o amenajare în cascadă;

— reduce lovitura de berbec din conducta forțată prin scurtarea acesteia.

5.2.2. **Clasificarea camerelor de încărcare.** Se menționează următoarele tipuri:

Din punctul de vedere al modului de construcție:

— camere de încărcare executate în subteran. Un castel de echilibru alimentat la partea superioară;

— cameră de încărcare aeriană. Este tipul aproape de folosință generală.

Din punctul de vedere al instalațiilor de descărcare:

— camere cu descărcători;

— camere fără descărcători.

Din punctul de vedere al alimentării:
— camere alimentate cu canale cu berme înclinate;
— camere alimentate cu canale cu berme orizontale.

5.2.3. **Elementele componente ale camerelor de încărcare.** Camera de încărcare se compune din trei elemente:
— bazinul de încărcare care asigură racordul între canal şi casa vanelor, şi volumul de apă necesar;
— casa vanelor formată din compartimente din care pleacă conductele forţate;
— descărcătorul sau evacuatorul.

*Bazinul de încărcare* constituie o evazare şi o adîncire a canalului pînă la secţiunea şi radierul casei vanelor. Evazarea se face cu un unghi optim hidraulic 1/6 — 1/10, obţinîndu-se astfel lungimea bazinului.

La camerile de lăţime mică, lungimea bazinului rezultă din condiţia de a creia volumul necesar pentru a asigura pornirea turbinelor.

*Casa vanelor* (fig. XVIII.84), o construcţie de beton supusă la presiunea apei, este împărţită în compartimente, cîte unul pentru fiecare conductă forţată. Este o construcţie sub formă de cuvă cu pereţi drepţi, aşezaţi pe un radier comun. Fiecare compartiment este prevăzut cu o vană plană situată la intrarea în conducta forţată. Închiderea acestei vane permite golirea conductei forţate şi efectuarea controlului şi reparaţiilor.

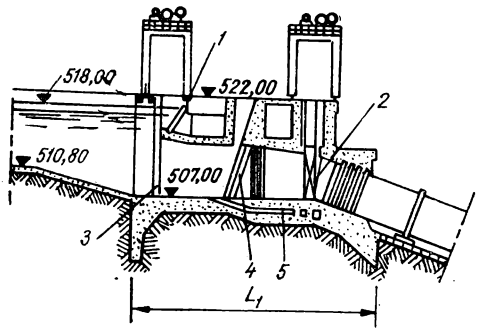



Fig. XVIII. 84. Secţiunea longitudinală a unei camere de încărcare:
*1* — clapetă; *2* — vană; *3* — nişă batordou; *4* — grătar; *5* — conductă de spălare.

La intrarea în compartiment se prevăd nişe pentru montarea batardoului mobil în timpul reparaţiei vanelor.

Imediat aval de nişa batardoului, fiecare compartiment este prevăzut cu un grătar a cărui curăţire se face manual pentru adîncimi mici şi cu maşina pentru adîncimi mai mari de 10,00 m.

Pentru a nu mări pierderile de sarcină şi a nu îngreuna curăţirea, vitezele de admisie se limitează la 1,00—1,25 m/s. Frecvente sînt vitezele de 0,60 — 0,80 m/s.

În timp de iarnă pentru a nu se astupa grătarele cu gheaţă se poate recomanda îndepărtarea grătarelor şi lăsarea gheţii să treacă prin turbine. Dacă distanţa între palete este mică (*H*) sau dacă este gheaţă plutitoare multă, grătarul nu trebuie îndepărtat dar trebuie să fie înlăturat pericolul de lipire a gheţii de bare. Măsura cea mai indicată o

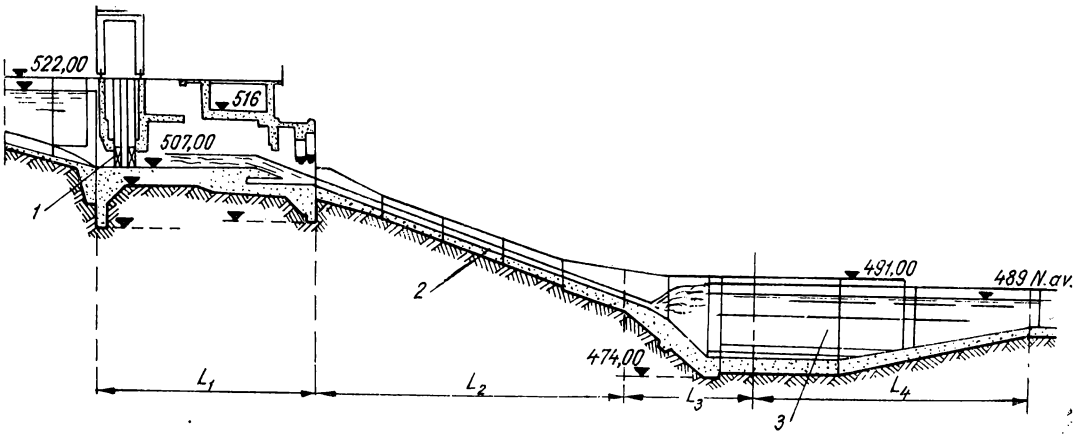



Fig. XVIII. 85. Secțiune longitudinală prin descărcătorul camerei de încărcare ;
*1* – vană plană ; *2* – canal rapid ; *3* – distrugător de energie.

constituie încălzirea grătarului cu curent electric. Ţinînd seama de pericolul pe care-l prezintă o astfel de instalaţie pentru personalul de serviciu este bine să nu se admită o tensiune mai mare de 50 V.

Întrucît în camera de încărcare vitezele sînt mai reduse decît în canal, gheaţa se ridică la suprafaţă şi trebuie evacuată printr-un descărcător de gheaţă plasat cu 50 — 100 cm sub nivelul maxim. Acesta se construieşte sub forma unui canal al cărui acces este închis de o clapetă.

Viteza redusă favorizează depunerea în camera de încărcare a aluviunilor în suspensie. Din această cauză, la intrarea în casa vanelor se construieşte un prag pentru a reţine aluviunile. Evacuarea aluviunilor depuse se face cu ajutorul conductelor de spălare de fund plasate în prag, sau prin descărcător, dacă este cu vane de fund. În acest caz pragul are în plan o înclinare spre descărcător. Secţiunea conductelor de spălare trebuie să fie suficient de mare pentru a putea fi vizitate. Viteza apei trebuie să fie mai mare de 2,50 m/s.

*Descărcătorul* (fig. XVIII.85) permite trecerea debitului în bieful aval ocolind centrala. Descărcătoarele sînt necesare la camerele alimentate cu canale cu berme înclinate, unde în caz de oprire apa este evacuată în rîu, sau la centralele în cascadă pentru a asigura funcţionarea centralelor din aval şi a împiedica deversarea apei peste bermele canalului de aducţiune, dacă în amonte se află altă centrală în funcţiune.

În primul caz descărcătorul este întotdeauna un deversor cu creastă fixă. În cel de al doilea (centrale în cascadă), cel mai recomandabil este descărcătorul cu vane de fund, întrucît necesită cea mai mică deschidere şi asigură o ridicare minimă a nivelului apei în canal, spre deosebire de deversor care are creasta peste nivelul staţionar şi solicită, pe lîngă un front mare, o suprainălţare a canalului.

Dezavantajul descărcătorilor cu vane de fund îl constituie faptul că nu prezintă suficientă siguranţă în exploatare, putînd fi lipsite de alimentarea cu energie sau să se blocheze. De aceea, ca măsură de siguranţă la centralele echipate cu astfel de descărcătoare, situate pe cascade, se prevăd descărcători de siguranţă sub formă de sifoane.

Dezavantajul sifoanelor folosite ca descărcători constă în faptul că nu pot fi reglate la debite variabile.

După organul de admisie în descărcători, apa ajunge pe canalul cu pantă mare şi apoi în distrugătorul de energie de unde îşi continuă drumul spre bazin sau rîu.

5.2.4. **Calcule hidraulice.** În cazul unor manevre la turbine, în camera de încărcare şi în bazinul de liniştire, iau naştere suprainălţări ale apei (unde) care călătoresc pe canale, reflectîndu-se, interferîndu-se şi provocînd ridicări şi coborîri ale nivelului ce tind să se stabilească în jurul poziţiei de regim corespunzătoare noului debit.

Undele care iau naştere la porniri sau opriri ale centralelor, sînt de patru feluri (fig. XVIII.86):

— undă pozitivă indirectă (undă de remuu), *(a)*;
— undă negativă directă (undă de golire), *(b)*;
— undă negativă indirectă (de vărsare), *(c)*;
— undă pozitivă directă (de umplere), *(d)*.

Frontul şi viteza undelor depind de natura manevrei. Unde cu front vertical nu se întîlnesc în practică, deoarece închiderea nu poate fi făcută instantaneu.

Se întîlnesc două situaţii distincte în ceea ce priveşte studiul undelor pe canale şi anume:

— canale deschise, care sînt alimentate de un lac în capătul amonte cu nivel constant şi la care avem o reflectare a undei cu schimbare de semn şi deci, mişcarea tinde să se amortizeze;

— canale închise, alimentate în amonte de altă centrală. Rezervorul din amonte fiind mic şi centrala din amonte continuînd să funcţioneze, în canal vine în mod constant

debitul Q care produce umplerea canalului şi reflectarea undei nu schimbă decît amplitudinea şi semnul vitezei, nu şi natura undei. Dacă $Q_{amonte} = 0$, se produce golirea canalului la creşterea sarcinei centralei din aval.

La proiectarea camerelor de încărcare şi canalelor se pune problema determinării elementelor mişcării nepermanente, adică a undei pozitive sau negative şi a vitezei de propagare a acestora. Pentru canalele închise este necesară şi determinarea timpului după care trebuie să se facă trecerea debitului în bieful aval prin descărcător, sau timpul după care trebuie oprită sau pornită centrala din amonte, corespunzător regimului de funcţio-

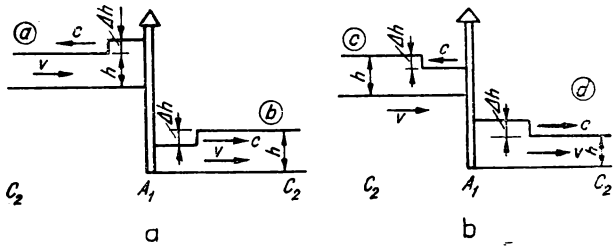



Fig. XVIII. 86. Unde pe canale.

nare al canalului (regim uniform, nivel constant amonte sau aval, volum constant), pentru deversări peste berme sau goliri ale canalului sub nivelele admise.

5.2.4.1. *Ecuaţiile mişcării.* Aplicînd unui element de volum separat în interiorul curentului, care se deplasează pe traiectoria $i$ pînă la $f$, principiul general al mecanicii (presupunînd că presiunea se supune legii hidrostatice, ceea ce este suficient de exact în regiunile depărtate de sectoarele limită), diferenţiind în raport cu lungimea şi introducînd valoarea derivatei totale, se obţine ecuaţia dinamică a mişcării nepermanente în cazul scurgerilor cu nivel liber:

$$i_0 - \frac{v^2}{C^2 R} - \frac{\partial h}{\partial l} = \frac{1}{g}\left(v\frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\partial v}{\partial t}\right), \qquad \text{(XVIII.84)}$$

$i_0$ fiind panta hidraulică.

A doua ecuaţie este dată de ecuaţia de continuitate:

$$\frac{\partial f}{\partial t} + \frac{\partial (fv)}{\partial l} = 0. \qquad \text{(XVIII.85)}$$

Ecuaţiile (XVIII.84) şi (XVIII.85) formează sistemul de ecuaţii ale lui Boussinesq pentru mişcări nepermanente în albii deschise.

Valorile $l$ şi $t$ sînt variabile independente: $l$ caracterizează poziţia secţiunii cercetate şi se consideră de la o origină (de exemplu sfîrşitul aducţiunii), iar $t$ reprezintă timpul.

Rezolvarea acestor ecuaţii se reduce la găsirea funcţiilor $h$, $v$ şi $f$ care depind de $l$ şi $t$ în funcţie de condiţiile iniţiale şi de cele limită.

O rezolvare generală a lor în forma prezentată este imposibilă. Soluţionarea problemelor practice, se face, fie recurgînd la diferite ipoteze simplificatoare, fie apelînd la diferite metode de rezolvare aproximativă, numerice sau grafice. S.A. Cristianovici propune ca integrarea să se facă prin metoda caracteristicilor cu următorul aspect:

— prima familie:

$$dl = \vec{c}\, dt;$$

$$dv + \frac{w}{f} df = g(i_0 + i_f)\, dt; \qquad \text{(XVIII.86)}$$

în care : $c$ este viteza absolută a undei;
$w$ — viteza relativă a undei;
$i_f$ — panta piezometrică;

— a doua familie:

$$dl = \overleftarrow{c}\, dt;$$

$$dv - \frac{w}{f} df = g(i_0 - i_f)\, dt. \qquad \text{(XVIII.87)}$$

Aceste caracteristice dau în planul $l$, $t$ şi $v$, $f$, o familie de curbe a căror intersecţie determină soluţia problemei în orice moment şi în orice sector al aducţiunii deschise.

Atît rezolvarea numerică prin diferenţe finite cît şi pe cale grafică, este foarte laborioasă şi se foloseşte rar. În practică ne mulţumim cu rezolvări mai simple.

5.2.4.2. *Determinarea vitezei de propagare a undei.* Din rezolvarea ecuaţiilor se obţine :

— viteza relativă :

$$w = \sqrt{g \frac{f}{f_0} \cdot \frac{s - s_0}{f - f_0}}, \qquad \text{(XVIII.88)}$$

în care $s$ este momentul static în raport cu suprafaţa liberă : $s = fh$;

— viteza absolută va fi $\vec{c} = w + v_0$, $v_0$ fiind viteza apei în momentul iniţial, cînd direcţia deplasării undei coincide cu direcţia curentului (undă de umplere şi golire) şi $c = w - v_0$, cînd direcţia deplasării undei este contrară sensului curentului (undă de remuu şi de vărsare).

Dacă înălţimea relativă a undei este mică:

$$w = \sqrt{\frac{g f}{B}}, \qquad \text{(XVIII.89)}$$

$B$ fiind lăţimea la partea superioară a aducţiunii.

Sau în cazul albiilor dreptunghiulare :

$$w = \sqrt{gh}. \qquad \text{(XVIII.90)}$$

Dacă se presupune că pierderile în aducțiune sînt constante și egale cu panta fundului $i_0$ rezolvarea ecuațiilor dă :

$$w = \pm \sqrt{\frac{g f}{B'_0}\left(1 \pm \frac{3}{2}\frac{B'_0}{f_0}\Delta h_0\right)}; \qquad \text{(XVIII.91)}$$

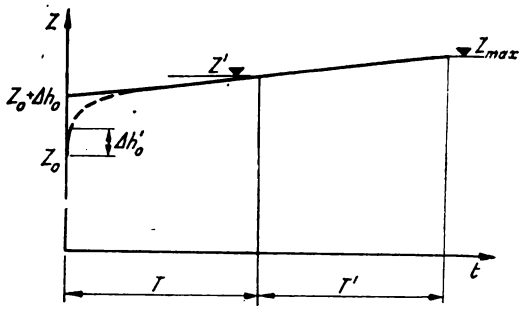



Fig. XVIII. 87. Cădere de sarcină. Variația nivelului la cameră.

Sub această formă expresia care dă viteza relativă a undei se folosește mai des.

5.2.4.3. *Determinarea ridicării maxime a apei, în cazul căderii bruște a sarcinei.*

Canale deschise (alimentate din lacuri). Calculul se face în două sau mai multe secțiuni situate în lungul aducțiunii la distanța L, din aproape în aproape pentru fiecare tronson. S-a constatat că nivelul în secțiunea finală după prima înălțare $\Delta h$ variază aproape liniar în funcție de timp (fig. XVIII.87).

Timpul $T = \frac{L}{\overleftarrow{c}}$ este acela în care unda pozitivă se deplasează de la centrală pînă la începutul canalului, iar $T' = \frac{L}{\overrightarrow{c}}$, timpul în care unda reflectată parcurge aceeași distanță. Dacă $T \approx T'$,ceea ce se poate admite fără a se face o greșeală prea mare :

$$\frac{z_0 + \Delta h_0 + z_{max}}{2} = z', \qquad \text{(XVIII.92)}$$

de unde: $$z_{max} = 2z' - z_0 - \Delta h_0. \qquad \text{(XVIII.93)}$$

Se cunoaște numai $z_0$, nivelul în camera de încărcare în momentul inițial : $z'$ și $h_0$ trebuie calculate.

Mersul calculului :

1) Se calculează înălțimea undei $\Delta h_0$ și viteza de propagare a acesteia în momentul formării ei în secțiunea finală a canalului (camera de încărcare), folosind ecuațiile :

$$c_0 = \sqrt{\frac{g f_0}{B'_0}\left(1 + \frac{3}{2}\cdot\frac{B'_0}{f_0}\Delta h_0\right)} - v_0; \qquad \text{(XVIII.94)}$$

$$\Delta Q_0 = Q_0 - Q_1 = c_0 B'_0 \Delta h_0. \qquad \text{(XVIII.95)}$$

Ecuaţia (XVIII.95) exprimă faptul că diferenţa de debit $Q_0 - Q_1$ se consumă pentru umplerea canalului producînd supraînălţarea $\Delta h_0$, în care :

$Q_1$ este noul debit al centralei ;

$B_0' = B_0 + m\Delta h_0$ — lăţimea medie a undei :

$B_0$ — lăţimea iniţială la partea superioară ;

$m$ — coeficientul de pantă al taluzurilor.

Rezolvarea se face prin încercări sau pe cale grafică.

2) Se calculează înălţimea undei $\Delta h_L$ în secţiunea de la distanţa $L$ în momentul cînd unda ajunge în această secţiune. Calculul se face pornind de la o valoare arbitrară a lui $\Delta h_L$ cu care se determină :

— secţiunea transversală a undei în secţiunea finală cînd unda a ajuns la distanţa $L$ :

$$\Delta f_0 = [B_0 + m(\Delta h_L + \Delta H)]\,(\Delta h_L + \Delta H) ;$$

$\Delta H$ — căderea totală a suprafeţei libere a apei între cele două secţiuni înainte de apariţia undei ;

— secţiunea transversală a undei în secţiunea $L$ ;

$$\Delta f_L = (B_L + m\,\Delta h_L)\,\Delta h_L ;$$

$B_L$ = lăţimea iniţială la partea superioară în secţiunea $L$ ;

— volumul undei între cele două secţiuni :

$$V_{L_0,L} = \frac{1}{3} L_{0,L}(\Delta f_0 + \Delta f_{L_0} + \sqrt{\Delta f_0\,\Delta f_{L_0}}) \cdot \qquad \text{(XVIII.96)}$$

sau aproximativ cu formula :

$$V_{L_0,L} = \frac{1}{2}(\Delta f_0 + \Delta f_{L_0})\,L_{0.L} ;$$

— viteza undei în secţiunea $L$ folosind formulele :

$$c_L = \frac{2L\,\Delta Q_0}{V_{L_0,L}} - C_{L_0} ;$$

(XVIII.97)

$$c_L = \sqrt{g\,\frac{f_L}{B_L}\left(1 + \frac{3}{2}\,\frac{B_L}{f_L}\,\Delta h_L\right)} - v_L .$$

Dacă cele două viteze sînt apropiate $\Delta h_L$ a fost corect ales. În caz contrar se alege alt $\Delta h_L$ şi calculul se repetă pînă ce valorile coincid. Problema se poate rezolva reprezentînd grafic în funcţie de $\Delta h_L$, ecuaţiile de mai înainte :

3) Se determină cota $z_L' = z_L$ (fig. XVIII.88) :

$$z_L' = z_0 + \Delta H + \Delta h_L. \qquad \text{(XVIII.98)}$$

4) După aceasta se trece la sectorul următor, calculîndu-se datele de la punctele 2) şi 3) între noua secţiune şi secţiunea finală a canalului. Se obţine astfel $z_{L2}'$.

Calculul se continuă cu sectoarele următoare, obținîndu-se pentru prima secțiune a canalului (ultima de calcul) cota $z'$.

5) Se obține cota maximă în secțiunea finală a canalului, corespunzătoare momentului cînd unda reflectată ajunge aici $z_{max} = 2z' - z_0 - \Delta h_0$.

Calculul pe mai multe tronsoane se face în cazul cînd avem secțiuni cu lățimi variabile (camere de încărcare mult evazate și lungi). În cazurile obișnuite calculul se face pentru un singur tronson, influența camerei de încărcare fiind mică.

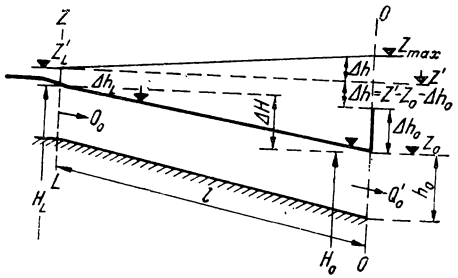



Fig. XVIII. 88. Înălțarea maximă a undei. Notații.

În cazul în care se ține seama de camera de încărcare, cota maximă rezultă mai mică curba variației nivelului în secțiunea finală în funcție de timp nu mai este o dreaptă pe prima porțiune (v. fig. XVIII.87).

Timpul $T$ în care unda parcurge canalul se determină din relația:

$$T = \sum_{0}^{i} \frac{L_i - L_{i-1}}{\frac{c_i + c_{i-1}}{2}}, \qquad \text{(XVIII.99)}$$

în care: $L_i$ este lungimea canalului pînă în secțiunea $i$;

$c_i$ — viteza undei în secțiunea $i$.

Dacă la camera de încărcare există un deversor cu creasta la cota $z_d$ sau un sifon, din momentul în care începe deversarea, viteza undei se calculează cu formula:

$$c_{di} = \frac{2L_{0.i}\Delta Q'_0}{V_{L0.i}} - c_{d_{i-1}}, \qquad \text{(XVIII.100)}$$

în care: $c_{di}$ este viteza undei pentru secțiunile întîlnite după deversare;

$\Delta Q'_0 = \Delta Q_0 - Q_{mdi}$;

$Q_{mdi}$ — debitul mediu deversat pe intervalul în care unda parcurge sectorul considerat.

Canale închise (alimentate de centrale). Pentru canalele închise alimentate cu debit constant în amonte, calculul se face în același mod, pînă în momentul în care unda ajunge în capătul amonte al canalului. Din acest moment, în secțiu-

nea aval apa continuă să urce cu viteză aproximativ constantă în timp. Pe timpul cît unda reflectată parcurge canalul, în acesta intră volumul de apă $V' = \Delta Q_0 T'$, care face ca nivelul apei să crească cu $\Delta h'$. Punînd condiţia ca volumul înmagazinat în canal să fie egal cu $V'$ se obţine $\Delta h'$.

Dacă în camera de încărcare există descărcători (deversori, sifoane, vane etc.) prin care se evacuează un debit $Q_d$, în funcţie de înălţimea apei sau de timp, atunci la determinarea lui $V'$ se ţine seama de volumul evacuat în intervalul de timp $T'$. Nivelul

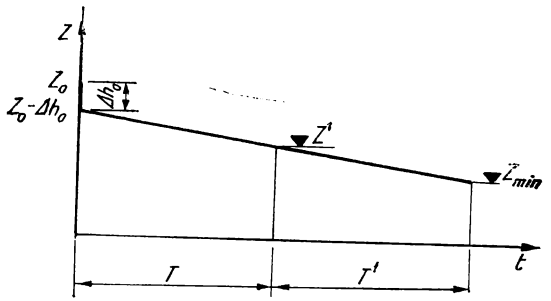



Fig. XVIII. 89. Creşterea de sarcină. Variaţia nivelului în cameră.

în amonte va fi mai ridicat decît nivelul din camera de încărcare cu pierderile de sarcină la scurgerea debitului $Q_d$.

5.2.4.4. *Determinarea coborîrii minime a apei în cazul creşterii bruşte a sarcinii.* Canale deschise. Ca şi în cazul căderjj sarcinii, nivelul minim în secţiunea finală se obţine la ajungerea undei reflectate în această secţiune şi după prima coborîre variază aproape liniar în funcţie de timp (fig. XVIII.89).

Se vede şi în acest caz că pentru $T = T'$ (ceea ce constituie o eroare foarte mică):

$$z_{min} = 2z' - z_0 + \Delta h_0.$$

Pentru determinarea lui $z'$ şi $\Delta h_0$ calculul este următorul:

1) Se determină înălţimea undei $\Delta h_0$ şi viteza $c_0$ în secţiunea camerei de încărcare în momentul iniţial folosind formulele:

$$c_0 = \sqrt{\frac{gf_0}{B_0'}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{B_0'}{f_2}\Delta h_0\right)} - v_0; \qquad \text{(XVIII.101)}$$

$$\Delta Q_0 = Q_1 - Q_0 = c_0 B_0' \Delta h_0. \qquad \text{(XVIII.102)}$$

Ecuaţia (XVIII.102) exprimă faptul că diferenţa de debit se consumă din canal producînd coborîrea $\Delta h_0$. Rezolvarea se face prin încercări sau grafic.

2) Se determină cota nivelului apei în secţiunea iniţială a tronsonului considerat de lungime $L$ prin aproximaţii, în felul următor:

— se alege o valoare arbitrară pentru înălțimea undei $\Delta h_L$ și se calculează viteza undei $c_L$:

$$c_L = \sqrt{\frac{gI'_L}{B'_L}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{B'_L}{f_L}\Delta h_L\right)} - V_L;$$

— se determină adîncimea medie între secțiunea considerată și secțiunea finală zero):

$$h_m = h_{m_0} - \frac{2\Delta Q_0}{\overleftarrow{c_m}(B_{L0} + B_0)},$$

unde: $h_{m_0}$ este adîncimea medie înainte de apariția undei;

$\overleftarrow{c_m}$ — viteza medie $= \dfrac{c_L - c_0}{2}$;

— se calculează valoarea medie, între secțiunea considerată și secțiunea finală, a modulului de debit:

$$K_m = f_m c_m \sqrt{R_m},$$

unde: $f_m$, $c_m$, $R_m$ sînt secțiunea, coeficientul Chezy și raza hidraulică medie, calculate pentru adîncimea medie $h_m$;

— se calculează coborîrea nivelului în secțiunea 0 (camera de încărcare) cînd unda ajunge în secțiunea considerată:

$$\Delta h_{0,L} = \frac{4\Delta Q_0}{C_m(B_L + B_0)} - \Delta h_L;$$

— se calculează debitul în secțiunea considerată:

$$Q_L = 2(k_m\sqrt{i_m} - Q_0) - \Delta Q_0,$$

sau:

$$Q_L = 2k_m\sqrt{i_m} - (Q_0 + Q_1),$$

$i_m$ fiind panta medie a suprafeței libere între secțiunea 0 (camera de încărcare) și secțiunea considerată:

$$i_m = \frac{\Delta h_{0,L} + \Delta H - \Delta h_L}{L}. \qquad \text{(XVIII.103)}$$

unde $\Delta H$ este diferența inițială între cotele suprafeței libere ale apei în secțiunea 0 și secțiunea considerată;

— se calculează înălțimea undei în secțiunea considerată:

$$\Delta h_L = \frac{\Delta Q_L}{c_L B_L}. \qquad \text{(XVIII.104)}$$

Dacă valoarea $\Delta h_L$ obţinută este egală cu cea aleasă, calculul este corect. În caz contrar se reface calculul cu altă valoare $\Delta h_L$.

Problema se poate rezolva pe cale grafo-analitică luînd un şir de valori $\Delta h'_L$, $\Delta h''_L$ şi calculînd cu formula (XVIII.104) un şir de valori $\Delta h'_x$, $\Delta h''_x$ ... Se construieşte graficul $\Delta h_x = \Phi(\Delta h_L)$ şi ducînd o dreaptă cu coeficientul unghiular 1 (adică $\Delta h_x = \Delta h_L$) se obţine valoarea căutată (fig. XVIII.90).

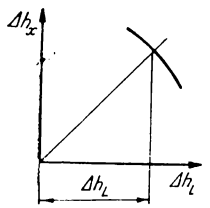



Fig. XVIII. 90. Determinarea lui $\Delta h_L$.

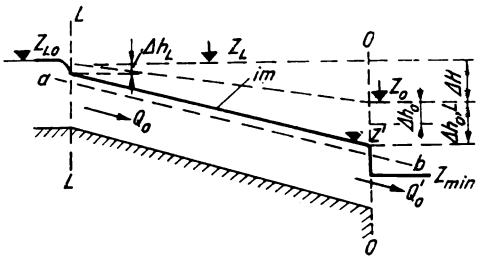



Fig. XVIII. 91. Coborîrea maximă a undei. Notaţii.

3) Se calculează cota nivelului apei în secţiunea iniţială a tronsonului considerat $z_L = z_{L0} - \Delta h_L$, unde $z_{L0}$ este cota nivelului apei în secţiunea considerată înainte de ajungerea undei.

4) Se determină cota $z'$ a nivelului apei în secţiunea 0 în momentul cînd unda ajunge în secţiunea considerată:

$$z' = z_0 - \Delta h_{0 \cdot L}.$$

5) Se trece la sectorul următor, calculîndu-se datele de la punctele 2), 3) şi 4) între noua secţiune şi secţiunea 0. Calculul se continuă pînă se ajunge în secţiunea iniţială a canalului, obţinîndu-se astfel cota în camera de încărcare $z'$, cînd unda ajunge în secţiunea iniţială.

6) Se determină cota minimă în secţiunea 0 (fig. XVIII.91):

$$z_{min} = 2z' - z_0 + \Delta h_0.$$

Canale închise. La aceste canale avem două posibilităţi: $Q_{av} \leqslant Q_{am}$ şi $Q_{av} > Q_{am}$. În primul caz, calculul nu se deosebeşte mult faţă de calculul pentru canale deschise, iar în al doilea caz, deşi calculul este anlog cu cel de la canalele deschise, coborîrea maximă nu se obţine în faza a *II*-a. Nivelul continuă să scadă ca urmare a consumării volumului $(Q_{av} - Q_{am})\,t$ şi canalul se goleşte, dacă turbinele centralei din aval nu-şi reduc debitul la valoarea debitului din amonte.

Rezultă că pentru aceste canale se impun condiţii de exploatare în ceea ce priveşte creşterea debitului. Pentru a nu avea umpleri sau goliri ale canalului este necesar ca $Q_{av} = Q_{am}$.

5.2.4.5. *Determinarea volumului şi cotelor camerei de încărcare.* Volumul camerei de încărcare trebuie să asigure înmagazinarea unei cantităţi de apă egală cu volumul undei de remuu provocată de o închidere bruscă a centralei precum şi volumul necesar

creşterii sarcinei cu debitul $\Delta Q$, pînă la creşterea debitului pe aducţiune. Acest volum este cu atît mai mare cu cît debitul centralei este mai mare.

La canalele cu berme orizontale cu autoreglaj, valoarea volumului camerei se reduce foarte mult, putînd ajunge chiar pînă la zero, deoarece volumul necesar se înmagazinează în canal între curbele de remuu corespunzătoare diferitelor debite în cazul creşterii sarcinei, sau între nivelul în regim şi berma canalului în cazul căderii de sarcină. Volumul camerei fiind mic în comparaţie cu volumul posibil a fi acumulat în canal influenţa acesteia asupra reducerii amplitudinii undelor este foarte mică. Amenajarea unei camere de volum mare, pe lîngă faptul că uneori nu este posibilă ar costa prea mult. Pentru aceste cazuri, camerele de încărcare se pot rezuma la o simplă evazare spre a asigura frontul necesar admisiei apei la casa vanelor, şi o coborîre a radierului în aşa fel încît cota minimă a apei să fie cu 1,50 — 2,00 m deasupra cheiei conductelor forţate.

În unele cazuri se poate face şi o determinare a volumului, în aşa fel încît cota minimă şi maximă a apei să aibă o anumită valoare impusă. În acest caz se face calculul arătat la § 5.2.4.4 pentru diferite volume de cameră pînă se obţine coborîrea sau ridicarea impusă a nivelului.

La canalele cu berme înclinate, volumul camerei rezultînd uneori foarte mare, în special pentru debite mari, se execută la camera de încărcare deversoare care evacuează surplusul de debit, cînd nivelul a crescut şi ameninţă să treacă peste bermele canalului. Creasta deversorului se alege în aşa fel încît supraînălţarea apei să ajungă pînă la maximum 10 cm sub bermă. În acest scop, pe ultima porţiune a canalului bermele se supraînalţă şi se fac orizontale. Uneori se execută în lungul canalului deversoare laterale care evacuează pe traseu surplusul de debit.

Pentru creşterea de sarcină, la canalele cu berme înclinate volumul necesar al camerei se determină din condiţia ca să asigure creşterea debitului, cu valoarea de calcul, pînă ce debitul în canal ajunge la noua valoare:

$$Vc = \frac{L}{V}\Delta Q, \qquad \text{(XVIII.105)}$$

unde: $\Delta Q$ este creşterea de debit, în m³/s;

$L$ — lungimea canalului, în m;

$v$ — viteza în regim uniform a noului debit, în m/s.

Se presupune că în amontele canalului, debitul creşte odată cu creşterea debitului centralei.

Dacă acest volum rezultă prea mare, atunci creşterea sarcinei centralei se face după program, ţinîndu-se seama ca debitul în amonte să crească la noua valoare înainte cu timpul $t = L/v$ secunde.

Deoarece după cum se vede, canalele cu berme înclinate nu sînt elastice în exploatare, producînd pierderi de apă şi de cădere (constante la toate nivelurile $h_a = i_f L$), ele nu se folosesc decît pentru debite instalate mici şi lungimi mici de canale.

Şi în acest caz, la fel ca la canalele cu berme orizontale, camera de încărcare trebuie să se evazeze pentru a asigura admisia apei la casa vanelor, iar radierul să se coboare în aşa fel încît să asigure garda de 1,50 — 2,00 m pentru conductele forţate.

Din punctul de vedere al dispoziţiei camerei, în ambele cazuri este preferabilă dispoziţia frontală.

5.2.5. **Calcule statice.** Este necesar să se efectueze următoarele verificări:

a) stabilitatea la lunecare a taluzului pe care este aşezată camera de încărcare în ipoteza: cameră de încărcare plină şi se produce o manevră bruscă de închidere;

b) stabilitatea la lunecare şi răsturnare a zidurilor laterale în aceeaşi ipoteză ca la a) fără a se conta pe umplutura din spate (ipoteza de reparaţii);

c) stabilitatea la lunecare şi răsturnare a casei vanelor în condiţiile de la a);

d) verificarea în condiţiile de la a) a pereţilor despărţitori şi calculul cuvei în ipoteza că unul din compartimente are batardoul montat în amonte (compartiment gol) în poziţia cea mai dezavantajoasă pentru cuvă.

## 5.3. DERIVAŢII FORŢATE

5.3.1. **Denumire, rol şi clasificare.** Legătura între castelul de echilibru sau camera de încărcare şi turbină se face printr-o derivaţie de mare presiune, denumită *derivaţie forţată.*

Presiunile ating la partea inferioară a ei presiunea totală a hidrocentralei. Din această cauză, costul ei este foarte mare şi de aci tendinţa de micşorare a lungimii în măsura permisă de condiţiile locale.

Derivaţia forţată este cel mai important obiect al centralelor de căderi mijlocii şi mari. Ea nu poate lipsi de la nici-o hidrocentrală. După modul în care sînt construite, derivaţiile forţate se împart în:

— conducte forţate, construite aerian (fig. XVIII.92);

— galerii sau puţuri forţate, construite în subteran pe un traseu înclinat sau vertical.

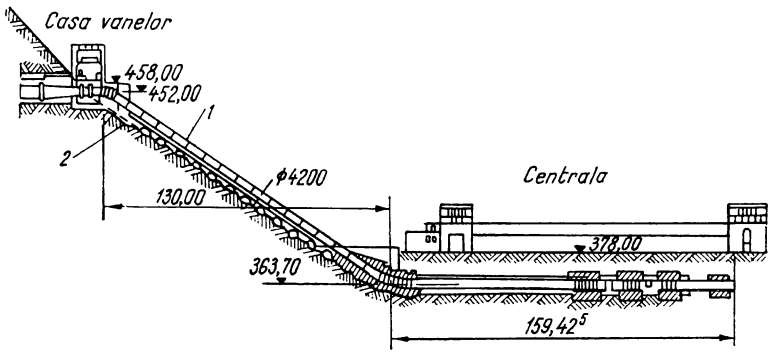



Fig. XVIII. 92. Conductă forţată-profil longitudinal:
*1* — conductă forţată; *2* — masivul $M_1$.

5.3.2. **Traseul derivaţiei forţate.** Se alege cît mai scurt posibil pentru a reduce costul, a micşora presiunea provocată de lovitura de berbec şi a uşura condiţiile de reglare (cu cît $\Sigma \frac{L_i v_i}{gH}$ este mai mic cu atît este mai uşor reglajul).

*La conductele forţate* traseul se alege în general pe linia de cea mai mare pantă a versantului, apelînd uneori la formarea unor coturi în plan.

Pentru a nu avea probleme de subpresiuni se vor evita traseele cu profil convex. Traseul nu trebuie să treacă prin depresiuni care colectează apele de pe coastă, pe locuri unde cad avalanşe sau stînci şi pe terenuri nestabile. În lungul traseului, la conductele deschise trebuie asigurată drenarea apelor provenite din ploile torenţiale.

La fiecare schimbare de direcţie, conducta se încastrează într-un masiv de ancoraj.

Se întîlnesc cazuri, unde din cauză că nu s-a găsit un teren bun pentru fundaţie, conducta s-a executat în subteran. *La galeriile forţate* înclinarea este aleasă în funcţie de posibilităţile de execuţie, de asigurarea acoperirii de teren necesară pentru o conlucrare bună cu roca şi astfel încît elementele variabile din nod să aibă un cost minim.

Uneori, din condiţii de execuţie (crearea unor fronturi de lucru suplimentare) galeria forţată se execută cu mai multe pante. La unele din amenajările cu schimbări de pantă, vanele de protecţie se plasează la aceste schimbări, iar în aval conducta se ramifică în mai multe tronsoane, cîte unul pentru fiecare grup.

5.3.3. **Numărul derivaţiilor forţate.** Alimentarea cu apă a turbinelor se poate realiza după una din următoarele scheme :

— alimentarea prin conducte individuale, alimentarea pe grupe şi alimentarea printr-o conductă unică cu distribuitor.

Cea mai mare elasticitate în exploatare o oferă alimentarea individuală. La debite foarte mari este unica soluţie.

Alimentarea pe grupe e mai puţin elastică, deoarece la defectarea unei conducte se scot din funcţiune toate grupurile de pe ramura respectivă. Din această cauză se face o legătură suplimentară între grupuri (neeconomică, deoarece cresc mult pierderile de sarcină). Alteori se foloseşte schema cu colector inelar care asigură alimentarea comună prin jocul unor vane.

Alimentarea unică este cea mai puţin elastică, întrucît conducta nu are rezervă. Pentru a permite închiderea individuală a accesului la turbine, pe fiecare ramificaţie a distribuitorului se montează vane.

Alimentarea pe grupe şi alimentarea comună (unică) micşorează numărul derivaţiilor forţate, înlocuind $n$ conducte cu o conductă. Conducta echivalentă se dimensionează astfel încît să aibă aceleaşi pierderi de sarcină ca cele $n$ conducte înlocuite. Conducta unică va avea $D_e = Dn^{0,388}$ şi raportul greutăţilor $G_e = 2Gn^{0,225}$.

Economia realizată prin construirea unei conducte unice, poate atinge valori însemnate. Numărul conductelor este în mare parte determinat şi de posibilităţile de execuţie. La un produs între cădere şi diametru ($HD$) prea mare, executarea conductei devine imposibilă şi atunci se aleg mai multe conducte, reducînd diametrul şi deci şi forţa unitară în cămăşuială.

La galeriile forţate de obicei se alege un singur fir. La debite foarte mari, presiuni mari şi rocă slabă, se întîlnesc şi scheme cu mai multe galerii forţate.

La alegerea numărului derivaţiilor forţate se va face un calcul economic care va ţine seama şi de elasticitatea în exploatare.

Direcţia conductei faţă de axa centralei poate avea diferite înclinări : perpendiculară, paralelă, sub un unghi ascuţit.

Din punct de vedere hidraulic cea mai indicată este intrarea perpendiculară, întrucît dă pierderi de sarcină minime şi ocupă spaţiu puţin în centrală.

Intrarea oblică sau paralelă introduce pierderi suplimentare şi cere uneori spaţii de montaj mari.

Intrarea perpendiculară are însă dezavantajul că în cazul ruperii conductei, pune în pericol clădirea centralei. Ca măsură de protecţie la unele centrale canalul de fugă se execută paralel cu centrala în amonte, sau se mută centrala pe celălalt mal al rîului. Din această cauză, la centralele de cădere mare se preferă accesul longitudinal sau înclinat.

Nici acestea nu sînt complet sigure dacă ruperea se face chiar lîngă centrală (centrala Lac Noir din Franţa).

Din această cauză se iau măsuri suplimentare prin supradimensionarea distribuitorului, cu atît mai mult cu cît forma acestuia impune un calcul mai puţin exact.

În cazul centralelor subterane intrarea se face în funcţie de realizarea acceselor. Ca o măsură de securitate casa vanelor se execută de cele mai multe ori în cavernă separată şi cu galerie pentru evacuarea apei spre galeria de fugă.

5.3.4. **Diametrul economic.** Se determină ca minimul sumei cheltuielilor anuale (inclusiv reproducţia) şi costului energiei pierdute prin frecări. Orientativ se indică folosirea formulei:

$$D = \sqrt[7]{\frac{5{,}20\, Q_0^3}{H}}\,. \qquad \text{(XVIII.106)}$$

5.3.5. **Tipuri de cămăşuieli şi materiale.** Pentru cămăşuiala derivaţiilor forţate sînt folosite metalul, betonul simplu sau armat şi lemnul.

Lemnul sub formă de conducte cu frete, este folosit extrem de rar la căderi pînă la 15 — 20 m.

Betonul armat are o folosinţă mai mare, în special la galeriile forţate (pînă la căderi de 30 — 40 m pentru conducte şi 100 — 120 m pentru galerii). Sub formă de cămăşuieli precomprimate în rocă poate fi folosit pînă la căderi de 200 — 250 m la diametre sub 3 m.

Cel mai folosit material este metalul. Peste 90% din derivaţiile forţate au cămăşuiala din metal sudat, nituit (la presiuni mici), fretat.

Tipurile de cămăşuieli cele mai folosite sînt indicate în fig. XVIII.76 şi XVIII.77, *b*, *c*, *d*.

5.3.6. **Calculul cămăşuielii.** 5.3.6.1. *Conducte forţate metalice.* Forţele se pot împărţi după modul de acţionare, astfel: forţe radiale, forţe longitudinale şi forţe transversale.

Forţe radiale. Presiunea interioară a apei $p$.

Forţe longitudinale. Presiunea apei produce următoarele forţe:

— pe vana închisă: $A_1 = p\,\frac{\pi D^2}{4}$;

— în reducţii: $A_2 = p\,\frac{\pi}{4}\,(D_1^2 - D_2^2)$;

— în manşon: $A_3 = p\pi\, D\delta$;

— în cotul conductei (fig. XVIII.93): $A_4' = \gamma\, H_1 \frac{\pi D^2}{4}$;

$$A_4'' = \gamma H_2 \frac{\pi D^2}{4}.$$

Greutatea proprie a conductei dă forţa $A_5 = G_m \sin \alpha$.

Forţele de frecare sînt:

— la reazemele intermediare greutatea apei $N_1 = G\cos\alpha$ şi greutatea conductei $N_2 = G_m \cos\alpha$, care produc forţa de frecare axială $A_6 = \mu\,(N_1 + N_2)$, unde: $\mu$ este coeficientul de frecare care are valorile:

— pentru frecare metal pe metal, $\mu = 0{,}30$;
— pentru frecare metal pe beton, $\mu = 0{,}60 \ldots 0{,}75$;
— pentru frecare la ungere cu grafit, $\mu = 0{,}20$;
— la manşonul de compensaţie $A_7 = \gamma\, H\, \mu\, \pi\, D\delta$;

— pe suprafața interioară a conductei:

$$A_8 = \gamma \Delta H \frac{\pi D^2}{4},$$

$\Delta H$ fiind pierderea de presiune pe sectorul considerat.

Forța centrifugă: $A_9 = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{\pi D^2}{4}$.

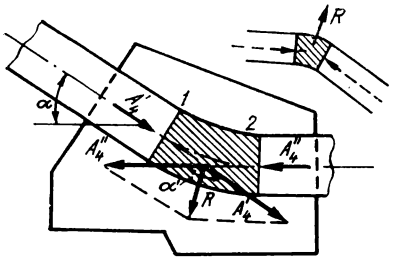



Fig. XVIII. 93. Schema de calcul a masivului de ancoraj.

Temperatura $A_6 = E \alpha \Delta t \pi D \delta$.
Schema de acționare a forțelor longitudinale se redă în fig. XVIII.94.

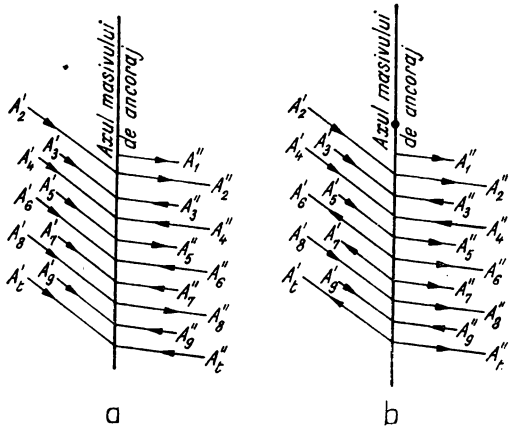



Fig. XVIII. 94. Schema forțelor unui masiv de ancoraj:
*a* — creșterea de temperatură; *b* — scăderea de temperatură.

Forțe transversale:
— greutatea apei $N_1 = G \cos \alpha$;
— greutatea conductei $N_2 = G_m \cos \alpha$;
$N = N_1 + N_2$.

Eforturile produse de aceste forţe sînt:

— forţele radiale: $\sigma_t = \frac{pr}{\delta}$; (XVIII.107)

— forţele longitudinale: $\sigma_l' = \frac{\Sigma A}{\pi D \delta}$; (XVIII.108)

— forţele transversale $\sigma_t''$ sînt în funcţie de felul de rezemare [26].

Eforturi totale:

— tangenţiale $\sigma_t$:

— longitudinale:

— conductă fără inele de rigidizare la reazem:

$$\sigma_l = \sigma_l' + \sigma_l'' + \frac{\sigma_t}{m}; \quad \text{(XVIII.109)}$$

$\frac{\sigma_t}{m}$ se adaugă pentru conductele încastrate;

$m = \frac{1}{0{,}3}$ numărul lui Poisson;

— conductă cu inele de rigidizare la reazem:

$$\sigma_l = \sigma_l' + \sigma_l'' + \frac{\Sigma A}{\pi D \delta}; \quad \text{(XVIII.110)}$$

($\frac{\Sigma A}{\pi D \delta}$ pentru cazul în care există manşoane de compensaţie);

— tăietoare: $\tau = \tau' + \tau''$ [26]. (XVIII.111)

Verificarea se face pentru efortul echivalent, corespunzător celei mai dezavantajoase ipoteze de rupere:

$$\sigma_{ech} \leqslant \sigma_a. \quad \text{(XVIII.112)}$$

Dimensionarea la rezistenţa maximă de tensiune se face numai la S.A. admiţîndu-se:

$$\sigma_t \leqslant 0{,}8 \ \sigma_a. \quad \text{(XVIII.113)}$$

$\sigma_a$ se determină cu coeficientul de siguranţă 2.

5.3.6.2. *Conducte din beton armat.* În funcţie de modul de rezemare se determină momentul $M$ şi forţa normală $N$.

Se admite de obicei rezemare continuă care nu introduce momente încovoietoare în lungul conductei.

Efortul rezultant în fiecare secţiune şi la fiecare unghi este:

— tangenţial:

$$\sigma_t = \frac{N}{\Omega} \pm 0{,}6 \frac{M}{W}; \quad \text{(XVIII.114)}$$

— longitudinal conform Secțiunii XVIII.§ 5.1.14.3: $\sigma_l = \sigma_1 + \sigma_2$.

Efortul echivalent se determină pentru cea mai dezavantajoasă ipoteză de rupere $\sigma_{ech} \leqslant \sigma_a$, iar $\sigma_a$ — cu coeficientul de siguranță 1,25 — 1,50.

5.3.6.3. *Galerii forțate blindate.* Forțele sînt cele indicate la § 5.1.14.3. pentru puțul vertical.

Calculul se conduce în mod analog ca la castele, considerînd în cazul galeriilor înclinate, pentru forțele longitudinale date de greutatea proprie și a apei componenta $N = \Sigma G \sin \alpha$. Se obține efortul longitudinal:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega}. \tag{XVIII.115}$$

Calculul la factorii încovoietori pentru galeriile înclinate se face conform datelor de la galerii (Secțiunea XVIII. Cap. 4), obținînd efortul tangențial $\sigma_{t\hat{i}}$.

La puțuri din factorii exteriori se consideră numai presiunea masivului și a apei care produce:

$$\sigma_{tpe} = 2\, p_e \frac{t^2}{t^2 - 1}. \tag{XVIII.116}$$

Pentru efortul dat de presiunea interioară se recomandă formula:

$$\sigma_{tp} = pr \frac{E}{\delta E + 100\ k_0 \left(r + \frac{\delta}{2}\right)}, \tag{XVIII.117}$$

în care: $r$ este raza interioară;

$r_e$ — raza exterioară $t_e = r_e/r_i$;

$E$ — modulul de elasticitate al tolei;

$\delta$ — grosimea tolei;

$p$ — presiunea interioară;

$k_0$ — coeficientul de rezistență elastic al rocii.

Eforturi totale:

— efortul longitudinal dat de greutate și de efortul tangențial prin coeficientul lui Poisson:

$$\sigma_l = \sigma_1 + \frac{\sigma_t}{m}; \tag{XVIII.118}$$

— efortul tangențial dat de factorii încovoietori, presiunea exterioară și presiunea interioară:

$$\sigma_t = \sigma_{t\hat{i}} + \sigma_{tpe} + \sigma_{tp}. \tag{XVIII.119}$$

Cu aceasta se verifică efortul echivalent pentru ipoteza de rupere cea mai dezavantajoasă:

$$\sigma_{ech} < \sigma_a, \tag{XVIII.120}$$

$\sigma_a$ se determină cu coeficientul de siguranță 1,80...2,00.

Pentru dimensionare, la galeriile forţate se foloseşte obişnuit formula cazanelor sporind rezistenţa admisibilă pînă la (0,85 — 1,25) $\sigma_c$, în funcţie de tăria rocii. Frecvent se utilizează relaţia :

$$\delta = \frac{pr}{\sigma_c}, \qquad \text{(XVIII.121)}$$

$\sigma_c$ fiind rezistenţa de curgere.

5.3.6.4. *Galerii forţate din beton armat.* Calculul este identic cu calculul galeriilor de aducţiune (Secţiunea XVIII.Cap. 4) ţinînd seamă de înclinarea galeriei.

5.3.6.5. *Stabilitatea cămăşuelii la presiune exterioară.* La golirea derivaţiilor forţate, sub influenţa presiunii exterioare sau a vidului, cămăşuielile subţiri din metal flambează.

O cămăşuieală fără rigidizări rezistă la presiunea maximă :

$$p_{cr} = \frac{2E}{k}\left(\frac{\delta}{D}\right)^3, \qquad \text{(XVIII.122)}$$

unde $k$ este un coeficient de siguranţă egal cu 2.

Pentru a mări stabilitatea cămăşuielii, se execută rigidizări. În acest caz :

$$p_{cr} = \frac{E\delta}{r(n^2-1)\left[1+\left(\frac{nl}{\pi r}\right)^2\right]^2} + 0{,}09\ E\left[n^2-1+\frac{2n^2-1{,}3}{1+\left(\frac{nl}{\pi r}\right)^2}\right]\frac{\delta^3}{r^3}, \qquad \text{(XVIII.123)}$$

în care : $l$ este lungimea între două inele de rigidizare ;

$n$ — numărul de unde ce se pot forma.

*Tabelul XVIII.8*

**Numărul de unde ce se pot forma pentru solicitarea la presiune exterioară a conductelor**

| $r/l$ \ $\frac{100\,\delta}{D}$ | 0,20 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 | 1,60 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,00 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 0,10 | 4 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 0,20 | 5 | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 0,30 | 6 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 0,40 | 7 | 6 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 0,50 | 8 | 6 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |

Valoarea lui $n$ este dată în tabelul XVIII.8.

Pentru a reduce efectul presiunii exterioare, uneori cămăşuelile galeriilor forţate se prevăd cu drenuri exterioare vizitabile, sau drenuri interioare la contactul tolă-beton. Drenurile exterioare nevizitabile nu sînt indicate, ele putînd să se înfunde.

Drenurile exterioare vizitabile au dezavantajul că nu permit conlucrarea cămăşuelii cu roca şi ca atare rezultă grosimi mai mari ale tolei. E recomandabil să se practice drenuri

exterioare vizitabile ori de cîte ori grosimea tolei, rezultată din calculul la presiunea exterioară asigură lucrul la presiunea interioară, fără conlucrare cu roca sau o conlucrare minimă. Drenurile interioare sînt deocamdată o măsură suplimentară care nu exclude ancorajele în totalitate. Se practică de obicei la lucrările de remediere în cazul în care s-a produs o voalare a tolei, şi constă din ţevi dispuse longitudinal pe generatoare care comunică prin găuri la 2 — 4 m distanţă cu spatele tolei.

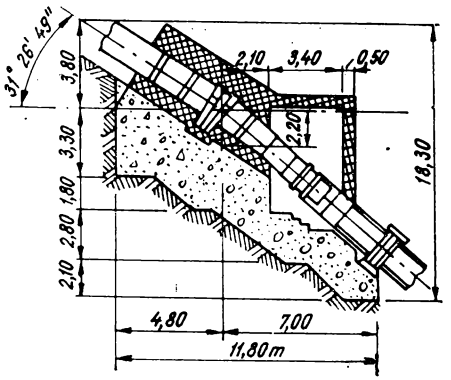



Fig. XVIII. 95. Masiv de ancoraj cu manşon de compensare.

5.3.7. **Reazemele conductelor.** 5.3.7.1. *Masive de ancoraj* (fig. XVIII.95). Masivul de ancoraj este un corp din beton în care se încastrează conducta forţată.

În funcţie de modul de încastrare masivele pot fi deschise, cînd conducta este ancorată de masiv sau închise, cînd conducta este complet încastrată în masiv.

Pentru o mai bună adeziune a betonului la conductă se fixează pe aceasta nervuri din fier cornier.

La coturile convexe se recomandă fixarea conductei cu ancoraje în beton.

Forţele axiale din conductă se transmit masivului datorită adeziunii. La conductele fretate, o astfel de transmitere a forţelor nu se poate admite pentru a nu produce deplasarea fretelor. Pentru a înlătura transmiterea forţelor prin frete, conducta în dreptul masivelor se îmbracă cu şine de rezemare.

Pentru a reduce eforturile longitudinale date de temperatură, conducta în aval de masiv are un manşon de compensare care permite deplasarea axială.

Verificarea masivului se face la stabilitate la răsturnare şi alunecare. Se mai verifică rezistenţele în beton în secţiunile periculoase, precum şi pe terenul de fundaţie (fig. XVIII.96).

Dacă pentru o curbă în plan, proiecţiile pe cele două axe ale forţelor $A_n$ sînt $X_n$ şi $Y_n$, iar $G$ este greutatea masivului, atunci coeficientul de siguranţă la alunecare va fi :

$$k_s = \frac{\Sigma Y_n + G}{\Sigma X_n} f \geqslant 1{,}50, \qquad \text{(XVIII.124)}$$

$f$ fiind coeficientul de frecare pentru beton-rocă.

Pentru a asigura stabilitatea la răsturnare, forma masivului se alege de aşa natură încît rezultanta să intersecteze baza cu o excentricitate cît mai mică ($< 1/6$ din lăţimea bazei).

Determinînd excentricitatea se poate calcula şi efortul unitar pe teren :

$$\sigma = \frac{\Sigma Y_n + G}{F}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right), \qquad \text{(XVIII.125)}$$

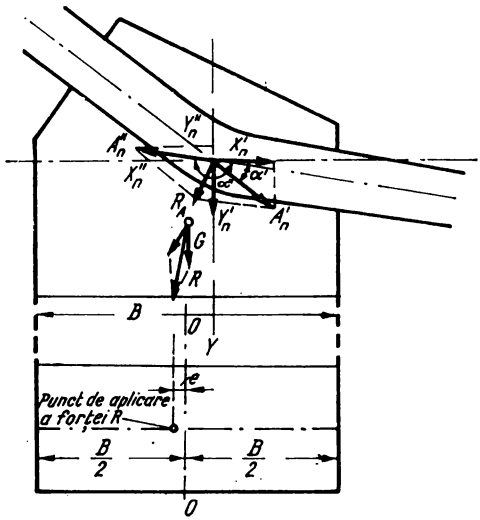



Fig. XVIII. 96. Schema de calcul a unui masiv de ancoraj.

în care $F$ este suprafaţa bazei, $B$ — lăţimea bazei, iar $e$ — excentricitatea forţei.

Se recomandă să se facă o verificare a stabilităţii masivelor în ipoteza formării unor suprafeţe de alunecare plane sau avînd generatoare curbilinii, mai ales în cazul unor pante mari ale traseului.

În cazul terenurilor stîncoase este bine ca suprafeţele de rezemare să fie orientate perpendicular pe rezultanta forţelor ce acţionează în masivul respectiv. În acest scop suprafaţa stîncii se execută în trepte. Pentru verificare la alunecarea pe plan înclinat de rezemare, alegînd axa $x$ paralelă cu planul de rezemare (formînd un unghi $\beta$ cu orizontala) se obţine pentru coeficientul de stabilitate :

$$k_s = \frac{G\cos\beta + \Sigma Y_n}{\Sigma X_n - G\sin\beta} f. \qquad \text{(XVIII.126)}$$

La un astfel de calcul trebuie să existe certitudinea că stînca este suficient de bună şi nu se pot produce rupturi.

În cazul stîncilor fisurate trebuie executată o cimentare prin injectare sau o ancorare în adîncime.

Pentru fundațiile înclinate, rezistențele pe teren se calculează considerînd ca suprafață a bazei, proiecția acesteia pe planul perpendicular pe rezultanta forțelor care acționează asupra masivului.

Rezultanta are următoarea expresie:

$$R = \sqrt{(\Sigma X_n - G \sin \beta)^2 + (\Sigma Y_n + G \cos \beta)^2}, \qquad \text{(XVIII.127)}$$

iar rezistențele:

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{F}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right). \qquad \text{(XVIII.128)}$$

Pentru curba în spațiu rezolvarea se face descompunînd forțele pe trei direcții.

5.3.7.2. *Reazeme intermediare.* Tipul cel mai simplu este reazemul în formă de șea alcătuit din beton sau zidărie și care îmbracă conducta pe un unghi de 90 — 120°. Cel mai frecvent 120°. Pentru micșorarea frecării pe porțiunea de contact se pune o placă metalică (fig. XVIII.97).

Pentru rezemarea conductelor fretate, tabla de rezemare trebuie să aibă o suprafață foarte netedă. Uneori, se folosesc reazeme cu ungere cu ulei sub presiune.

Reazemele în formă de șea au inconvenientul că provoacă eforturi locale în zona de contact și forțe de frecare mari. Prin alunecare se deteriorează vopseaua și se distruge tabla prin ruginire.

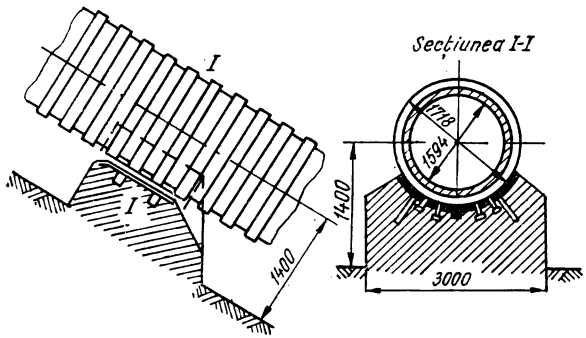



Fig. XVIII. 97. Reazeme intermediare. Șei.

În ultimul timp acest tip de reazeme se folosește numai la conducte de diametre sub 1,50 m.

Pentru conducte mai mari se recomandă folosirea inelelor de rigidizare la rezemare (fig. XVIII.98).

Sporind rigiditatea pereților conductei, inelele de rigidizare permit mărirea deschiderii între reazeme. Inelele se sprijină pe reazeme intermediare de beton. Ele pot aluneca pe șine fixate în beton sau pe role, cînd frecarea este eliminată complet. De asemeni se pot executa reazeme sub formă de pendul elastic.

Asupra reazemului intermediar acţionează următoarele forţe : greutatea proprie şi a apei şi forţa de frecare a conductei pe reazem, aferente unei deschideri.

În cazul reazemelor cu penduli elastici forţele de frecare sînt înlocuite prin forţele şi momentele produse de deplasarea pendulilor.

Reazemul intermediar se calculează la acţiunea acestor forţe la care se adaugă greutatea proprie $G$.

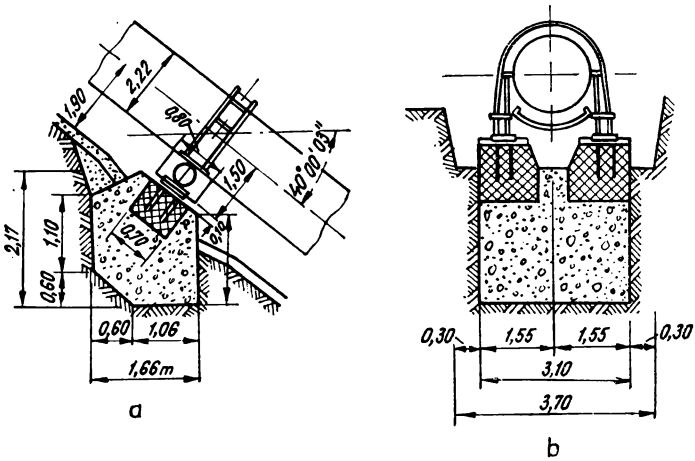



Fig. XVIII. 98. Reazeme intermediare cu inele de rigidizare.

Dacă se alege axa $x$ orizontală şi $y$ pozitivă în jos, proiecţia forţelor va fi :

$$\begin{aligned} X &= \pm A_6 \cos \alpha - (N_1 + N_2) \sin \alpha ; \\ Y &= \pm A_6 \sin \alpha - (N_1 + N_2) \cos \alpha + G. \end{aligned} \qquad \text{(XVIII.129)}$$

Semnul + este pentru cazul în care forţa este îndreptată în jos.

Coeficientul de stabilitate la deplasare este dat de expresia :

$$k_s = f \frac{\pm A_6 \sin \alpha + (N_1 + N_2) \cos \alpha + G}{\pm A_6 \cos \alpha - (N_1 + N_2) \sin \alpha} . \qquad \text{(XVIII.130)}$$

În calcul se va lua pentru forţa $A_6$ semnul cel mai defavorabil.

5.3.8. **Vanele conductelor forţate.** Derivaţiile forţate se închid la capătul inferior (amonte de centrală) şi la capătul superior (aval de camera de apă) cu vane.

5.3.8.1. *Vane superioare.* Acestea asigură :

— închiderea accesului apei în conductă pentru a permite vizitarea sau reparaţia acesteia fără a goli aducţiunea ;

— reglarea debitului de apă la umplerea conductei, întrucît o umplere rapidă, mai ales la presiuni mari, poate fi periculoasă pentru conductă şi turbină, prin suprapresiunile ce le produce. În acest scop se întrebuinţează conducte de ocolire cu diametrul mic (by-passuri) şi vane separate care servesc la umplerea conductei ;

— închiderea conductei în cazul unei avarieri a ei care ar pune în pericol centrala (spargere). Această închidere trebuie să se facă foarte repede în mod automat la creşterea vitezei apei în conductă, sau la scăderea presiunii (fenomene provocate de creşterea debitului ca urmare a spargerii);

— închiderea accesului apei în cazul în care s-a blocat aparatul director şi nici vana de jos nu poate închide în curent. În acest caz vana superioară serveşte ca protecţie împotriva ambalării grupului.

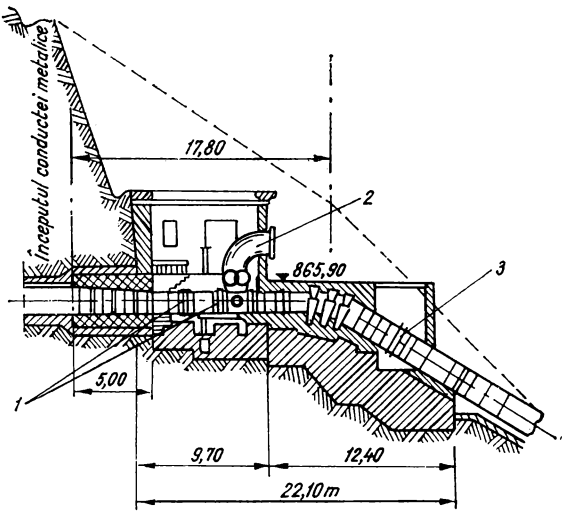



Fig. XVIII. 99. Secţiune prin casa vanelor:
*1* — vane fluture; *2* — conductă de aerisire cu încălzire; *3* — manşon de expansiune.

Rezultă că vanele superioare sînt obligatorii la orice centrală aeriană. La centralele subterane în anumite condiţii pot lipsi. Ele trebuie să fie vane cu închidere rapidă şi etanşare bună.

Montarea lor se face într-o clădire independentă situată în aval de castel, denumită casă de vane (fig. XVIII.99).

Numărul lor variază de la caz la caz.

Pentru conductele forţate (aeriene) se montează două vane din care una este de rezervă.

Pentru galeriile forţate montarea a două vane se face numai în cazul în care vanele inferioare sînt plasate în centrală, sau atunci cînd aducţiunea este lungă şi presiunea de lucru a centralei, mare.

Galeriile forţate la uzinele cu aducţiuni scurte, de cădere medie, pot fi construite fără vane superioare, urmînd ca rolul acestora să fie preluat de vanele de la priză. Este obligatoriu în acest caz ca vanele inferioare să fie plasate în cavernă separată.

De cele mai multe ori în această situaţie se preferă soluţia cu o vană superioară şi vanele inferioare în centrală.

La centralele de căderi mici cu conducte forţate scurte se montează numai o singură vană superioară.

La centralele de căderi mici cu aducţiuni şi conducte forţate foarte scurte, ca vane superioare, pot fi considerate vanele de la priză.

5.3.8.2. *Vane inferioare.* Acestea asigură :

a) închiderea la turbine pentru a permite vizitarea sau repararea ;

b) funcţionarea independentă a turbinelor la centralele cu conductă unică şi mai multe grupuri ;

c) protejarea turbinei împotriva ambalării cînd s-a blocat aparatul director ;

d) menţinerea apei în conductă în caz de oprire a turbinei. Închiderea cu aparatul director nu asigură etanşeitatea, dînd uneori pierderi de debit de circa 5%. Din această cauză cînd turbinele se opresc se închide şi vana inferioară a conductei.

Din aceste condiţii rezultă următoarele :

Pentru a satisface punctele a), b) şi d) este necesară o vană cu închidere lentă, care să nu închidă în curent.

Pentru satisfacerea punctului c), este necesară o vană cu închidere rapidă.

Avînd în vedere acestea, obişnuit vanele se aleg astfel :

La conductele sau galeriile forţate lungi, unde protecţia la ambalare prin vana superioară este greoaie, vanele inferioare sînt vane cu închidere rapidă şi în curent.

La conductele sau galeriile forţate scurte, unde protecţia la ambalare se poate face prin vana superioară, vanele inferioare sînt vane cu închidere lentă. Se recomandă ca timpul de închidere să nu treacă de 1 min.

Montarea vanelor inferioare se poate face în clădirea centralei sau într-o cavernă separată (la centralele subterane).

Numărul lor este în funcţie de lungimea derivaţiilor forţate şi tipul turbinei. În general la derivaţii forţate de lungime mică se alege o singură vană inferioară pentru fiecare turbină. În cazul lungimilor mari, la turbine Francis se montează două vane inferioare. Pentru turbinele Pelton se montează şi în acest caz o singură vană inferioară cu închidere lentă întrucît protecţia este asigurată prin deflector.

La conductele forţate foarte scurte, cu aducţiuni lungi, vanele inferioare pot lipsi.

5.3.9. **Aspecte privind organizarea executării lucrărilor în subteran.** Problema principală a organizării execuţiei lucrărilor în subteran o constituie asigurarea unei desfăşurări ciclice a operaţiilor care contribuie la realizarea fazelor de lucru.

Lucrările principale sînt : executarea excavaţiilor, executarea cămăşuielii, executarea injecţiilor, executarea operaţiilor de finisare.

Fiecare din aceste lucrări comportă la rîndul său mai multe operaţii. În cadrul fiecărei lucrări principale operaţiile se succed după un grafic ciclic de lucru (ciclogramă).

În fig. XVIII.100 se indică o ciclogramă pentru executarea excavaţiilor la un puţ pentru frontul descendent (executat de sus în jos).

Atacarea lucrărilor de excavare se poate face prin mai multe puncte de lucru. Fiecare din aceste puncte are la suprafaţă o platformă exterioară unde sînt amplasate

lucrările de organizare necesare deservirii frontului de lucru (colonii, fabrici de beton, stații de compresoare, gospodării pentru agregate, depozite de ciment, ateliere etc.).

Un punct de lucru intermediar asigură crearea a două fronturi de lucru în sens ascendent și descendent.

Pentru realizarea lucrărilor de excavare sînt necesare o serie de instalații auxiliare: instalația de ventilație; instalația de aer comprimat; instalația de apă; instalația de epuisment; instalația de iluminat; instalația de transport.

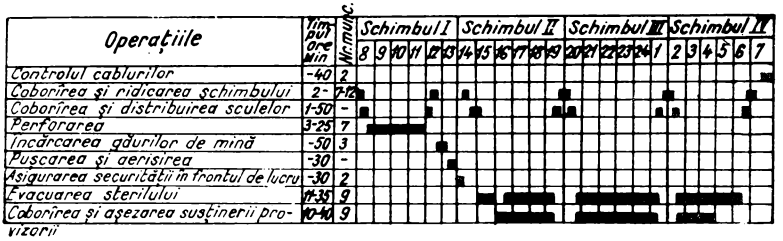



Fig. XVIII.100. Ciclogramă pentru excavarea puțurilor.

Aceste instalații se dimensionează în funcție de avansamentul zilnic, care se programează. Avansamentele pe frontul ascendent sînt mai mari decît avansamentele pe frontul descendent, întrucît evacuarea sterilului se face prin greutate proprie și frontul de lucru rămîne liber imediat după pușcare.

Protecția muncitorilor la ort (front de lucru) se realizează la excavația descendentă prin poduri de siguranță la gura puțului și pe traseu. Un pod mobil urmărește frontul de lucru la circa 10—15 m și are pe el montate pompele de epuisment, mașina de încărcat și celelalte racorduri la instalațiile auxiliare. Problema epuismentelor este foarte importantă pentru frontul descendent.

Protecția la frontul ascendent se face cu paravane mobile ușoare.

Sprijinirea pereților excavației se face cu cintre metalice sau cu ancore și șprițbeton, pentru a lăsa liberă toată secțiunea permițînd astfel introducerea virolelor de tolă, la betonare.

Dacă nu este posibil acest fapt, se execută un inel exterior din beton care să preia presiunea masivului și care să asigure spațiul liber necesar introducerii virolelor.

După terminarea completă a excavației se execută betonarea, începînd de la bază, adică în sensul ascendent, însă introducerea materialelor se face în sens descendent. Betonul este transportat cu chible sau în conducte, coborît pe un pod la frontul de betonare și apoi introdus în spatele cofrajului sau tolei la galeriile forțate.

În unele cazuri transportul betonului la galeriile înclinate se face prin jgheaburi deschise executate în vatra galeriei (înclinare $> 30°$). Se folosește un beton fluid cu adaos de bentonită care să împiedice segregarea. Are însă rezistențe mai scăzute.

Cofrajele ce se folosesc la betonare pot fi cofraje alunecătoare, mobile (din panour metalice sau din lemn) sau cofraje obișnuite din scînduri individuale.

— injecții de umplere la contactul beton-tolă;

— injecții la contactul beton-rocă și de consolidare.

La puțuri și galerii înclinate, injecțiile de umplere cu mortar nu sînt necesare aproape niciodată, întrucît între rocă și beton nu rămîn goluri.

Suspensia pentru laptele de ciment variază de la 1 : 2 pînă la 1 : 6.

Presiunea injecțiilor este limitată de condiția de a nu produce voalarea tolei la galeriile blindate, iar la cele betonate se admite o presiune de pînă la de două ori mai mare ca presiunea de regim.

După terminarea injecțiilor, găurile de injecții se închid cu mortar, iar la cămășuielile blindate se sudează dopul.

Ultimele lucrări, lucrările de finisare, cuprind: aluminizarea și bituminizarea blindajelor, unele reparații la cămășuielile de beton necesare ca urmare a unor defecte de execuție.

Succesiunea lucrărilor în lungul galeriei sau puțului se stabilește prin programul general de execuție.

O dată cu întocmirea acestui program se întocmește și graficul cu eșalonarea principalelor materiale și utilaje necesare execuției precum și cu eșalonarea forțelor de muncă.

La întocmirea programului se va avea grijă ca să se asigure o eșalonare a forțelor de muncă pe cît posibil fără variații mari.

# 6. CENTRALE HIDROELECTRICE

## 6.1. GENERALITĂȚI

Prin centrală hidroelectrică se înțelege grupul de clădiri și de instalații electromecanice, făcînd parte dintr-o uzină hidroelectrică, în care energia potențială și cinetică a apei se transformă în energie electrică, prin intermediul turbinelor hidraulice și al generatoarelor electrice.

Pe măsură ce au fost perfecționate tehnologiile în uzinele furnizoare de echipamente și s-au dezvoltat metodele și utilajele de construcție au fost realizate centrale hidroelectrice din ce în ce mai mari (Hidrocentrala Bratsk din U.R.S.S. are 4 500 MW).

La noi în țară puterea totală instalată în centrale hidroelectrice era în anul 1950 de circa 60 MW, răspîndită în centrale de putere mică. Numai două centrale hidroelectrice aveau puterea instalată mai mare de 5 MW.

După anul 1950, construcţia de centrale hidroelectrice a fost intensificată, punîndu-se în funcţiune pînă la sfîrşitul anului 1967 un număr de 17 centrale hidroelectrice, cu o putere instalată totală de 723 MW. Cele mai importante centrale hidroelectrice din Republica Socialistă România sînt : V. I. Lenin — Bistriţa 210 MW,

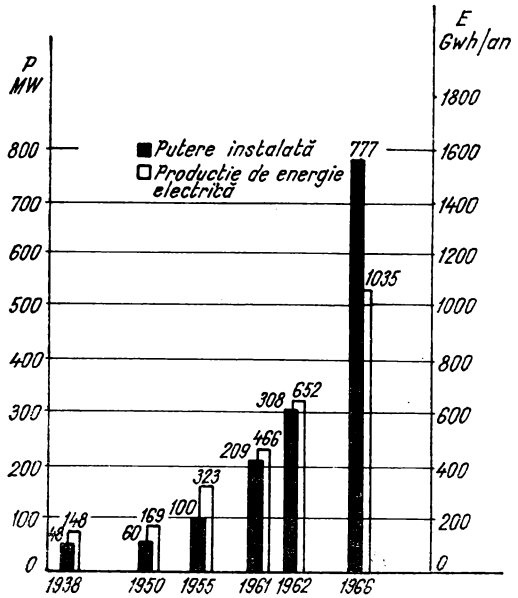



Fig. XVIII.101. Evoluţia puterii instalate şi a producţiei de energie a centralelor hidroelectrice din Republica Socialistă România.

Gh. Gheorghiu-Dej — Argeş 220 MW şi Porţile de Fier—Dunăre 1025 MW (numa partea română).

## 6.2. CLASIFICAREA CENTRALELOR HIDROELECTRICE

6.2.1. **Generalităţi.** Centralele hidroelectrice pot fi clasificate după mai multe criterii. În literatura tehnică de specialitate sînt date clasificări care în multe cazuri diferă de la autor la autor. Aceasta se datoreşte faptului că nu există pînă în prezent un sistem de criterii de clasificare unitar şi unanim acceptat, iar alegerea unor trepte de clasificare este convenţională (de exemplu : mărimea căderii şi puterii).

După tipul energiei hidraulice transformată în energie electrică, centralele hidroelectrice pot fi gravitaționale, de pompaj sau maree motrice:

6.2.2. **Centrale hidroelectrice gravitaționale.** Acestea se clasifică după următoarele criterii:

După cădere:

— de cădere mică, $H < 15$ m;

— de cădere mijlocie, $H = (15 \ldots 50)$ m;

— de cădere mare, $H > 50$ m.

După poziția față de suprafața solului:

— aeriene, amplasate la suprafața solului;

— subterane, amplasate în subteran.

După modul de preluare a sarcinilor din presiunea biefului amonte:

— centrale baraj, care preiau direct sarcinile din presiunea apei biefului amonte, avînd și rol de baraj (fig. XVIII.102).

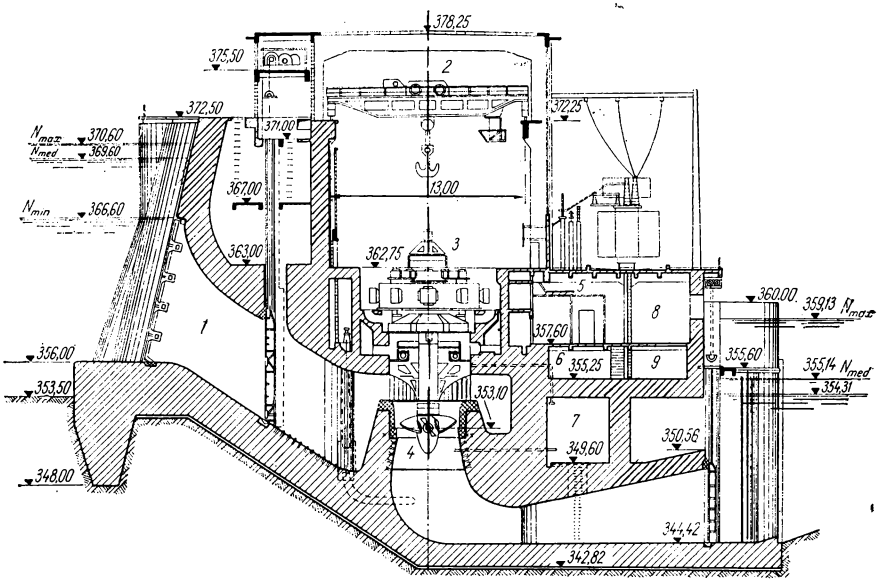



Fig. XVIII. 102. Secțiune transversală prin centrala baraj Pîngărați:

*1* — 2 × 4,30 × 5,50 pentru fiecare grup; *2* — pod rulant 125/30 tf; *3* — generator H.V.S. 602/95—44 — 12500 kVA-6300 V; *4* — turbina Kaplan K 5,5—15; 5 — stația de 6 kV; *6* — pod pentru cabluri; 7 — galerie de epuismente; *8* — baterie de acumulatoare; *9* — compresoare.

În multe cazuri se utilizează în mod greșit termenul de centrale baraj și pentru centrale care sînt situate la piciorul barajului, deși nu preiau direct sarcini din presiunea biefului amonte. Trebuie remarcat că tipul de centrală nu este determinat de amplasarea centralei în zona barajului, ci de tipul special constructiv care trebuie adoptat pentru a putea prelua presiunea apei biefului amonte;

— centrale de derivație, care nu preiau direct sarcini din presiunea apei biefului amonte. Centralele de acest tip sînt amplasate fie lîngă baraj, constituind construcții complet separate, fie pe derivație, în ambele cazuri avînd conducte forțate de alimentare (fig. XVIII.103).

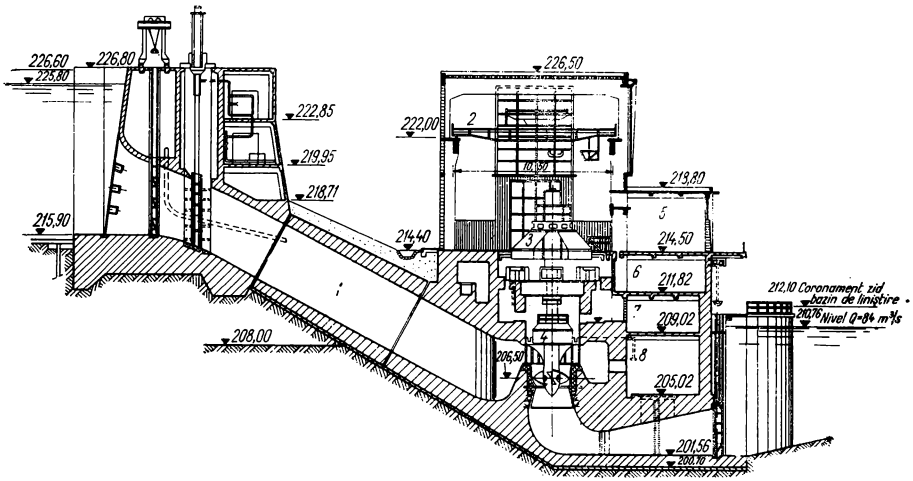



Fig. XVIII. 103. Secțiune transversală prin centrala de derivație Buhuși :
*1* — două conducte forțate fiecare de 2 × 3,00 × 4,10; *2* — pod rulant 50/10 tf; *3* — generator H. V. S. 420/65—28; *4* — turbina Kaplan K 5,5—15; *5* — sala panourilor, stația de 6 kV; *6* — podul cablurilor; *7* — depozit; *8* — galeria de epuismente.

După poziția centralei în frontul barat :

— centrală bloc, la care întreaga centrală constituie un bloc compact (fig. XVIII.104);

— centrală în pile, avînd grupurile amplasate în pile de lățime corespunzătoare care preiau și sarcinile din stavile. În acest caz nu se poate vorbi de o sală unică a mașinilor, aceasta fiind fragmentată în fiecare pilă (fig. XVIII.105).

După modul de participare la evacuarea debitelor mari :

— centrale fără dispozitive de evacuare a debitelor mari (fig. XVIII.102);

— centrale cu dispozitive de evacuare a debitelor mari.

La rîndul lor, acestea se împart, după tipul de evacuator în :

— centrale submersibile, la care debitele mari sînt evacuate peste centrala baraj (fig. XVIII.106);

— centrale cu evacuatori.

Evacuatorii pot fi plasați deasupra aspiratorului, sau deasupra camerei spirale (fig. XVIII.107).

După soluționarea suprastructurii (fig. XVIII.108) :

— centrale de tip închis, prevăzute cu suprastructură care are rolul de a crea un spațiu închis în sala mașinilor și de a susține grinzile de rulare ale podurilor rulante.

La acest tip, toate operațiile de montare, demontare și întreținerea curentă a grupurilor pot fi făcute cu podurile rulante din centrală, care au în consecință capacitatea corespunzătoare;

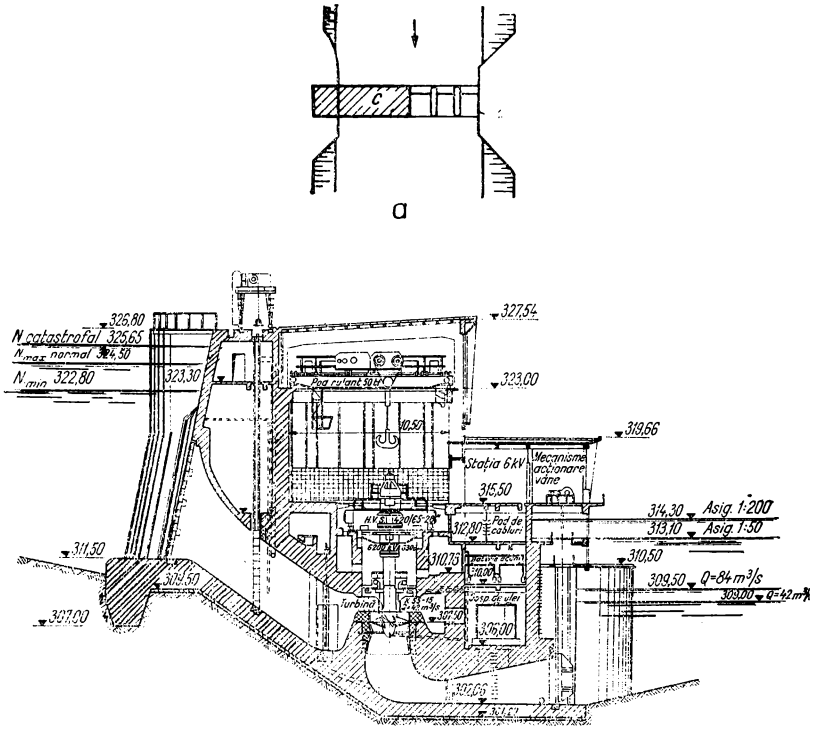



Fig. XVIII. 104. Centrală bloc:
*a* — vedere în plan; *b* — secțiune transversală.

— centrale de tip semideschis, prevăzute cu suprastructură parțială. La acest tip, operațiile de montare și demontare a grupurilor pot fi făcute cu macaralele portal exterioare; podurile rulante din centrală nu servesc decît pentru efectuarea lucrărilor de întreținere curentă, avînd capacitate de ridicare mică;

— centrale de tip deschis, fără suprastructură. La acest tip operațiile de montare, demontare și întreținere curentă pot fi făcute cu macaralele portal. Generatoarele sînt prevăzute cu carcase speciale care rezistă la intemperii.

După poziția centralei subterane în schema de amenajare (fig. XVIII.109):
— centrale subterane în dispoziția amonte, amplasate în imediata apropiere a captării, deci cu aducțiuni scurte (fig. XVIII.109, *a*);

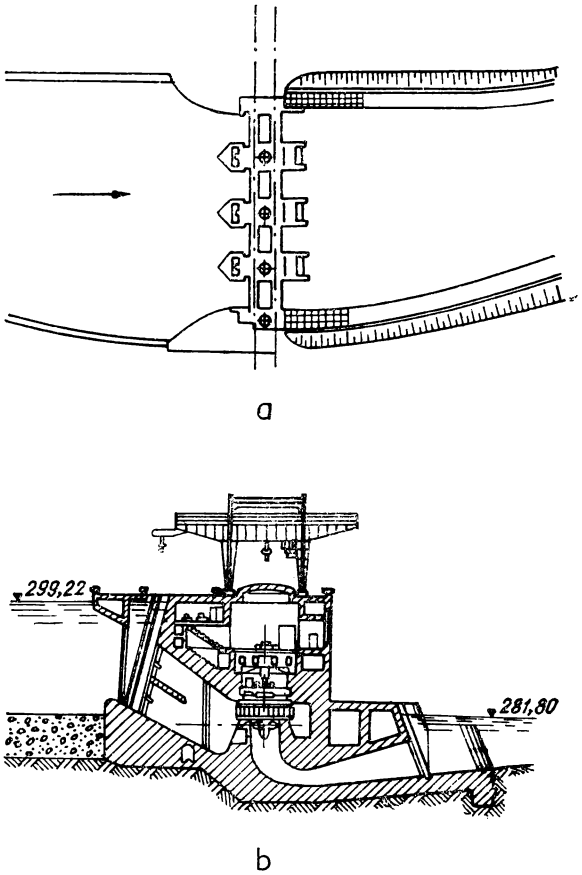



Fig. XVIII. 105. Centrală în pile:
*a* — vedere în plan; *b* — secțiune transversală.

— centrale subterane în dispoziția intermediară amplasate pe derivație în poziție intermediară, lungimea aducțiunii fiind de același ordin de mărime cu lungimea galeriei de fugă (fig. XVIII.109, *b*);

— centrale subterane în dispoziția aval, amplasate în partea aval a derivației, lungimea aducțiunii fiind mare în raport cu lungimea galeriei de fugă (fig. XVIII.109, *c*).

După gradul de așezare în subteran (fig. XVIII.110);

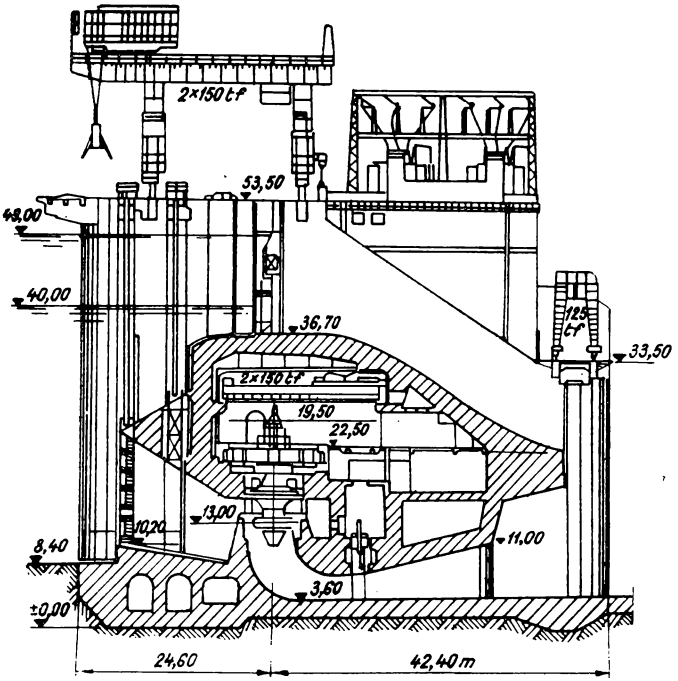
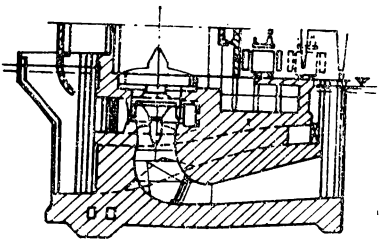


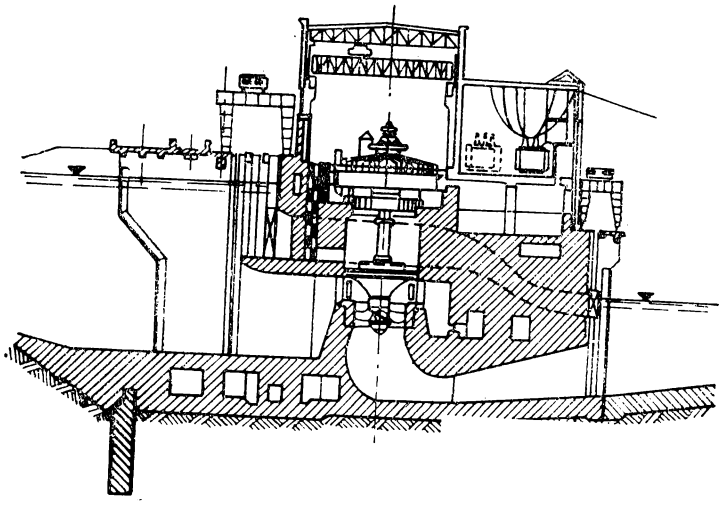

Fig. XVIII.106. Secțiune transversală printr-o centrală submersibilă.

— centrale subterane propriu-zise (fig. XVIII.110, *a*);
— centrale în versant (fig. XVIII.110, *b*);
— centrale îngropate (fig. XVIII.110, *c*);
— centrale semiîngropate (fig. XVIII.110, *d*);
— centrale acoperite (fig. XVIII.110, *e*).

După tipul acceselor:
— cu acces prin tunel auto;
— cu acces prin puț;
— cu acces prin galerie înclinată.

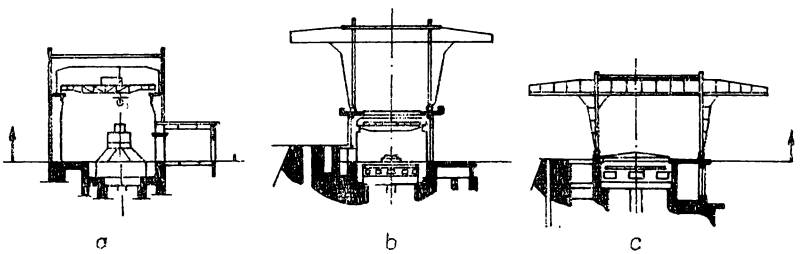


a



b

Fig. XVIII. 107. Centrală cu evacuatori :
*a* — cu evacuatori plasați deasupra aspiratorului ; *b* — cu evacuatori plasați deasupra camerei spirale.



a b c

Fig. XVIII. 108. Soluții pentru suprastructura centralelor hidroelectrice :
*a* — tip închis ; *b* — tip semideschis ; *c* — tip deschis.

6.2.3. **Centrale hidroelectrice de pompaj.** După tipul circuitului pot fi :
— centrale de pompaj în circuit închis, avînd căderea statică de pompare şi turbinare aceeaşi şi amplasarea într-o singură sală a maşinilor atît a turbinelor cît şi a pompelor ;

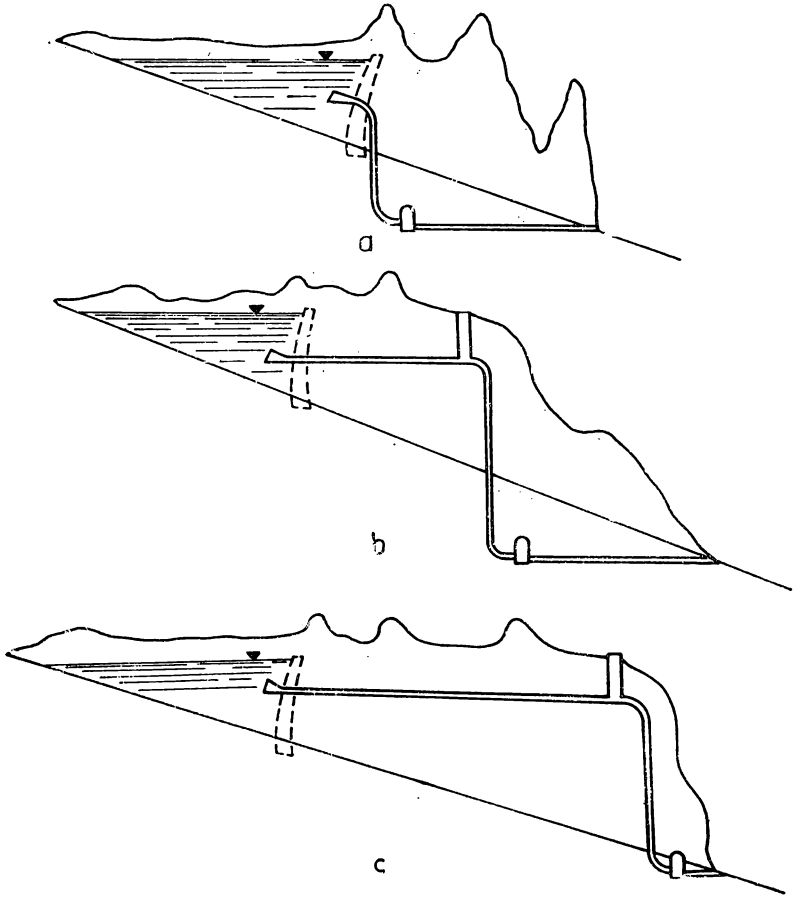



Fig. XVIII. 109. Poziţia centralei subterane în schema de amenajare.

— centrale de pompaj în circuit deschis, avînd căderea statică de pompare în general mai mică decît cea de turbinare şi amplasarea în săli de maşini diferite a grupurilor (pompare şi turbinare).

Centralele de pompaj mai pot fi clasificate după poziția față de suprafața solului (aeriene, subterane), după tipul agregatelor etc.

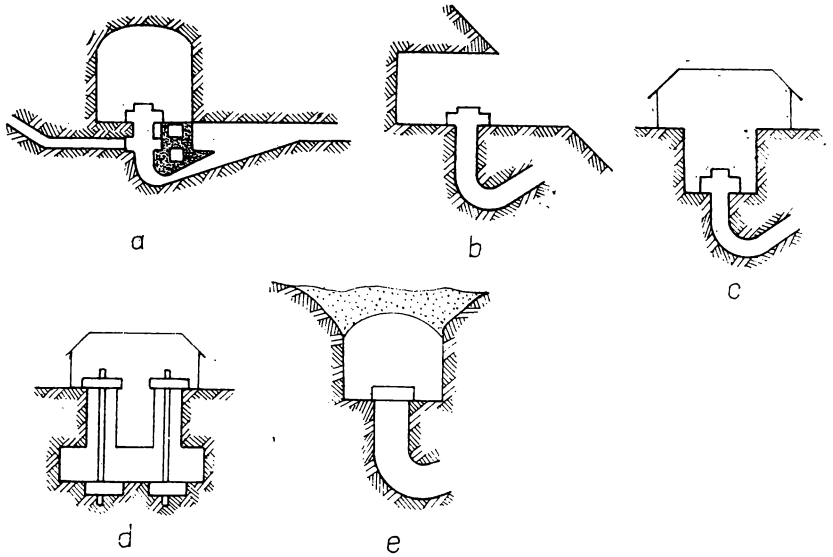



Fig. XVIII. 110. Gradul de așezare în subteran.

## 6.3. PLANURI DE DISPOZIȚIE GENERALĂ

6.3.1. **Generalități.** La întocmirea planurilor de dispoziție generală a unei centrale, trebuie să fie cunoscute următoarele elemente:

— schema de amenajare a uzinei hidroelectrice și poziția centralei în această schemă;

— puterea instalată, numărul și tipul grupurilor, modul de racordare a centralei la sistemul energetic (cu stații proprii de transformare sau cu racordare directă subterană sau aeriană în stații de transformare existente etc.);

— planuri topografice la scara 1 : 100—1 : 200 ale amplasamentului și racordării cu căile de acces din zonă, precum și studii geologice, hidrogeologice și geotehnice care să cuprindă caracteristicile terenului de fundație sau ale masivului de rocă, în cazul centralelor subterane.

— nivelurile caracteristice în bieful amonte și aval (minime și maxime cu asigurările corespunzătoare);

— date privind echipamentul principal și auxiliar, obținute de la fabricile furnizoare, cu un grad de precizie necesar întocmirii unor planuri de cofraj a infrastructurii centralei. Aceste date trebuie să cuprindă cel puțin: planuri de trasare pentru camerele

spirale şi aspiratori, secţiuni caracteristice prin grup şi echipament auxiliar cu indicarea modului de rezemare şi a sarcinilor transmise construcţiei, dimensiunile de gabarit şi greutăţile pieselor transportate;

— date privind soluţiile de acces posibile şi utilajele de transport ale pieselor grele la montaj;

— alte date pentru cazuri speciale.

O dată cunoscute aceste elemente, se trece la întocmirea planurilor de dispoziţie generală a centralei.

Aceste planuri trebuie să cuprindă soluţionarea tehnică a următoarelor probleme:

— accesele la centrală;

— încadrarea centralei în ansamblul schemei de amenajare şi racordarea la sistem;

— centrala propriu-zisă (inclusiv construcţiile anexe).

6.3.2. **Accesele la centrală.** Accesele la centrală se asigură prin căi ferate normale sau şosele (la centrale importante prin ambele).

În cazurile în care centrala este amplasată pe o cale navigabilă, este recomandabil să se prevadă şi o posibilitate de acces pe apă, descărcarea pieselor transportate prin acest mijloc prevăzîndu-se în funcţie de condiţiile locale, cu cît mai puţine manipulări intermediare.

Căile ferate şi şoselele se proiectează astfel încît să permită transportul echipamentului pînă pe platforma de montaj a centralei. Razele de curbură, pantele, tipul căii şi celelalte elemente caracteristice se aleg funcţie de condiţiile locale respectîndu-se prescripţiile de proiectare specifice acestor construcţii.

Pentru şosele se va ţine seama că spre deosebire de alte obiective industriale care necesită în exploatare transporturi masive de mărfuri, centralele hidroelectrice nu au în exploatare decît transporturi foarte reduse. Pentru acest motiv vitezele alese pentru proiectarea drumurilor pot fi minime în zonele cu trasee dificile. De asemenea, la centrale mai puţin importante şi cu drumuri de acces lungi, se pot prevedea şosele de acces cu bandă simplă.

În cazul centralelor subterane, pentru a permite transportul pieselor grele pînă la platforma de montaj din subteran, precum şi accesul personalului sînt necesare amenajări speciale suplimentare faţă de cele ale centralelor aeriene.

Pentru motive de protecţia muncii, la centralele subterane se prevăd cel puţin două accese distincte.

De obicei, din acestea una este o cale de acces pentru echipamentul greu şi personal, iar cea de a doua este o cale de acces numai pentru personal (cîteodată comună cu galeria sau puţul cablurilor).

Căile de acces pentru echipamentul greu pot fi amenajate astfel:

— tuneluri de acces auto;

— puţuri şi galerii de racord;

— galerii înclinate.

Alegerea soluţiei indicate pentru fiecare caz în parte se face pe baza unor calcule tehnico-economice, ţinînd seama de condiţiile locale.

Tunelurile de acces auto reprezintă continuarea şoselelor de la intrarea în subteran pînă la platforma de montaj a centralei subterane şi se proiectează conform prescripţiilor speciale.

Dimensiunile secţiunii transversale a tunelurilor de acces se aleg pe baza dimensiunilor maxime de gabarit a pieselor componente ale echipamentului şi a mijloacelor respective de transport.

Pantele tunelurilor de acces se aleg funcţie de condiţiile locale, dar pot să ajungă pînă la 14 — 15%, avînd în vedere că :

— ponderea pe care o reprezintă costul tunelului din totalul costului părţii de construcţii, este în multe cazuri importantă ;

— pentru a parcurge o diferenţă de nivel dată între incinta exterioară a centralei şi platforma de montaj, lungimea tunelului de acces (deci şi costul său total) este invers proporţională cu panta adoptată ;

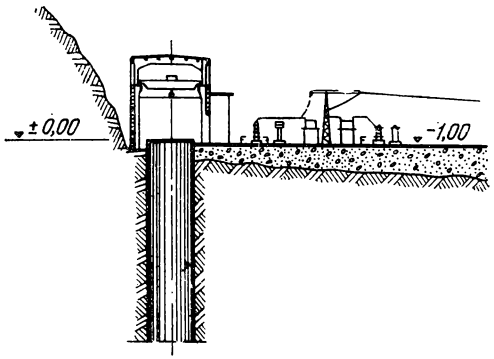



Fig. XVIII. 111. Construcţii speciale şi utilaje de ridicare şi transport la puţuri de acces în centrale subterane.

— lungimea tunelului de acces este totuşi relativ mică (1 km este un acces lung) şi frecvenţa transporturilor în timpul exploatării este redusă.

Tunelurile de acces auto în centralele subterane reprezintă soluţia optimă din punctul de vedere al condiţiilor de exploatare ; pentru acest motiv va fi studiată în toate cazurile şi eventual eliminată numai dacă aceasta rezultă categoric indicat din calcule tehnico-economice speciale.

În cazul adoptării, pentru accesul în centrală, a unor soluţii cu puţuri şi galerii de racord sau galerii înclinate, la partea superioară a acestora se prevăd construcţii speciale dotate cu utilaje de ridicare şi transport (fig. XVIII.111).

Aceste utilaje asigură încărcarea şi descărcarea echipamentului în şi din mijloacele de transport precum şi transportul acestui echipament pe diferenţa de nivel din subteran (fig.XVIII.112).

6.3.3. **Încadrarea centralei în ansamblul schemei de amenajare şi racordarea la sistem.** Pentru studierea încadrării centralei în ansamblul schemei de amenajare se disting două cazuri caracteristice : centrale baraj şi centrale de derivaţie.

6.3.3.1. *Centrale baraj.* În cazul centralelor baraj, amplasarea centralei se face, în general, în imediata apropiere a barajului, constituind împreună cu acesta frontul barat al amenajării.

Dacă schema de amenajare prevede realizarea unei părţi din cădere printr-un canal de derivaţie, centrala, deşi de tip baraj, poate fi amplasată pe acest canal.

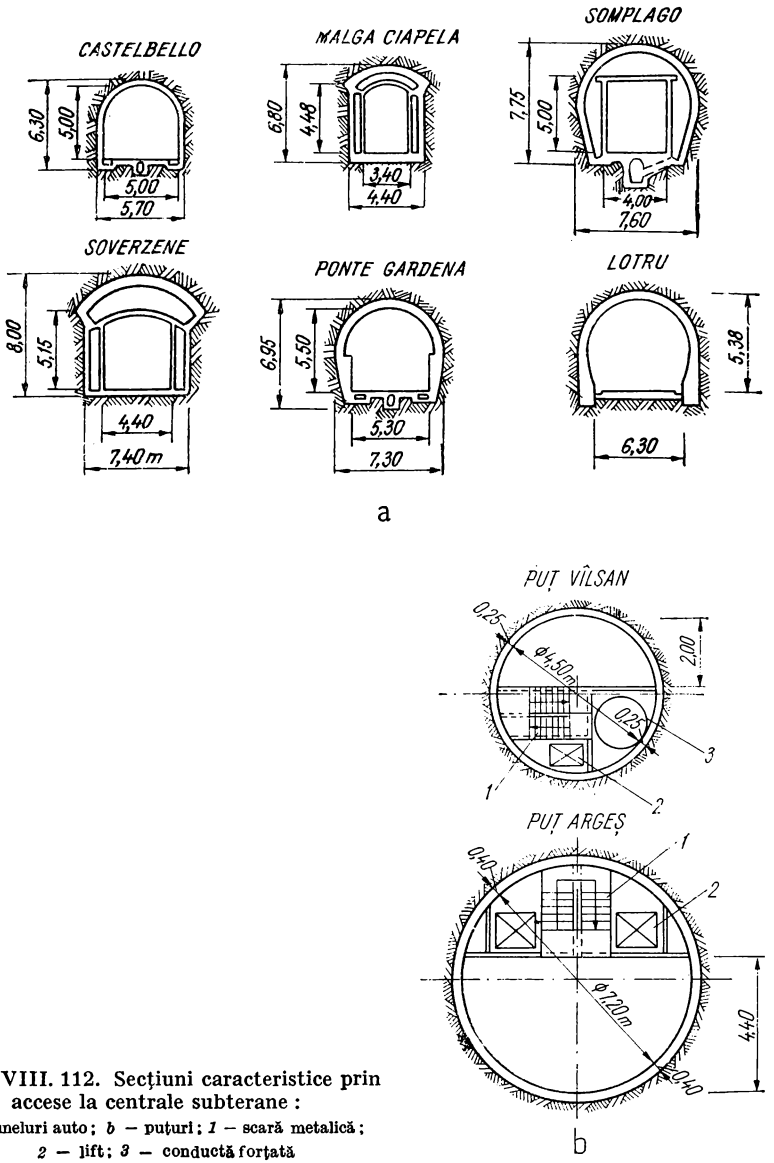



**Fig. XVIII. 112. Secțiuni caracteristice prin accese la centrale subterane :**

*a* — tuneluri auto ; *b* — puțuri ; *1* — scară metalică ; *2* — lift ; *3* — conductă forțată

Cele mai des întîlnite tipuri de dispoziţie în plan a centralelor baraj sînt arătate în fig. XVIII.113.

Figura XVIII.105 reprezintă centrale baraj în pile, utilizate în special în cazurile în care reducerea lungimii frontului barat este de o importanţă primordială condiţionată de exemplu de văi înguste cu căi de comunicaţie pe ambele maluri.

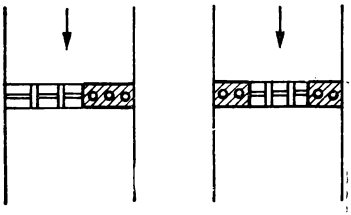


Fig. XVIII.113. Dispoziţia în plan a centralelor baraj.

6.3.3.2. *Centrale de derivaţie.* La alegerea amplasamentului centralei, un rol deosebit de important îl joacă derivaţiile energetice : galeria de aducţiune şi fugă, galerii sau conducte forţate, conducte sau canale de aducţiune, canale de fugă ; derivaţiile energetice grevează întotdeauna cu o pondere importantă devizul general al amenajării şi adoptarea unor derivaţii cît mai scurte (pentru o cădere dată) va contribui la realizarea de lucrări economice.

La uzine hidroelectrice de joasă cădere cu canale de derivaţie, poziţia centralei influenţează, în multe cazuri sensibil, investiţia totală. Determinarea acestei poziţii trebuie făcută pe baza unor calcule tehnico-economice speciale.

Dacă pentru o uzină hidroelectrică de joasă cădere cu canale de derivaţie nu rezultă economii importante de investiţii între varianta centrală amplasată pe derivaţie şi centrala amplasată la baraj, se va alege întotdeauna varianta centrală baraj, întrucît :

— existenţa canalelor de aducţiune presupune o exploatare mai dificilă în special la pornirile şi opririle cu întreaga sarcină la centralele de vîrf ; iarna se pot îngrămădi pe canale mari cantităţi de gheţuri care îngreuiază exploatarea şi trebuie evacuate prin dispozitive speciale :

— centrala baraj are personal de exploatare mai puţin în comparaţie cu centrala pe derivaţie ;

— canalele de aducţiune impun executarea unor mari suprafeţe de peree etanşe şi a unor mari volume de umpluturi bine compactate.

6.3.3.3. *Racordarea la sistem.* Racordarea la sistem a centralei hidroelectrice se realizează prin instalaţii electrice de distribuţie de înaltă tensiune, funcţie de schema de conexiuni adoptată. Problema racordării la sistem a centralelor hidroelectrice se studiază de către unitatea de proiectare care se ocupă de dezvoltarea sistemului energetic respectiv. La majoritatea centralelor hidroelectrice se adoptă una din următoarele scheme de conexiuni :

— toate generatoarele se conectează la barele colectoare ale tensiunii de producere. Aceste bare alimentează transformatoarele ridicătoare de tensiune şi serviciile proprii ale centralei. Alimentarea serviciilor proprii trebuie să fie asigurată funcţie de importanţa centralei încă de una sau mai multe surse de energie independente. Aceste surse independente pot fi : reţeaua de înaltă tensiune a sistemului care alimentează transformatoarele coboritoare de tensiune, agregate hidro-auxiliare (grupuri de casă) sau motoare Diesel ;

— toate generatoarele se conectează în bloc cu transformatoarele ridicătoare de tensiune. Alimentarea serviciilor proprii în acest caz se face prin sistemul barelor de trecere cărora li se aplică tensiunea generatoarelor sau prin conectarea transformatoarelor pentru serviciile proprii la generatoare. Sursele independente sînt aceleaşi ca în schema precedentă.

Instalațiile electrice de distribuție de înaltă tensiune se realizează ca stații de transformare exterioare.

În toate cazurile, se caută ca amplasarea stației de transformare să fie făcută cît mai aproape de clădirea centralei, pentru a reduce pierderea de energie între generatoare

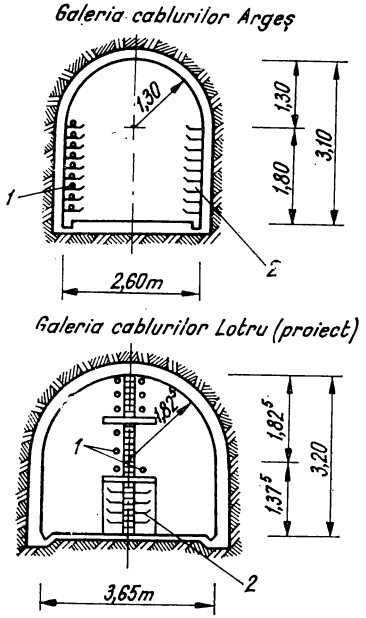



Fig. XVIII.114. Secțiuni transversale prin galerii de cabluri: *1* — cabluri de forță; *2* — cabluri de comandă.

și transformatoare. Acolo unde condițiile locale permit, la centralele aeriene transformatoarele se amplasează pe latura amonte sau aval a centralei fig. XVIII.102.

La centralele subterane amplasarea transformatoarelor în subteran sau aerian se determină pe baza unor calcule tehnico-economice. Întrucît odată cu mărirea distanței dintre centrală și stația exterioară completă (inclusiv transformatoarele) cresc și pierderile de energie pe tensiunea generatoarelor, din practica mondială a rezultat că în toate cazurile în care această distanță este peste 200 m este indicat ca transformatoarele să fie amplasate în subteran.

Legătura între transformatoarele din subteran și stația exterioară se asigură prin cabluri de înaltă tensiune montate în galerii speciale sau în compartimente speciale ale căilor principale de acces (fig. XVIII.114).

Partea de construcție a stațiilor de transformare exterioare se execută dintr-un sistem de stîlpi și grinzi de beton armat sau de metal.

Pentru staţiile curente există stîlpi şi grinzi tipizate de beton armat prefabricat centrifugat.

6.3.4. **Centrala propriu-zisă.** 6.3.4.1. *Generalităţi.* Planurile de dispoziţie generală a centralei propriu-zise se întocmesc la scara 1 :100 (rareori 1/200 sau 1/50).

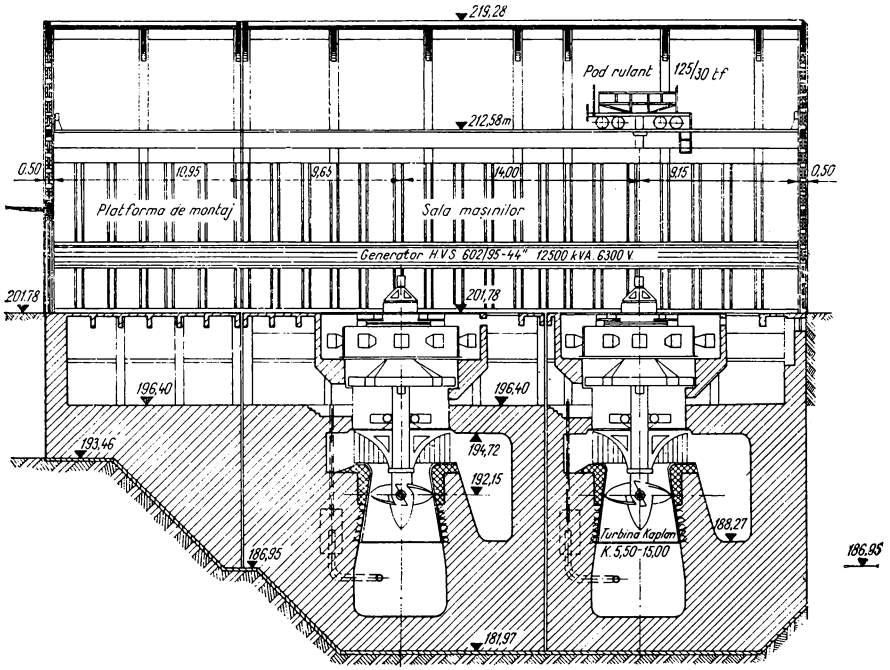



Fig. XVIII.115. Secţiune longitudinală prin centrala hidroelectrică Racova.

De obicei, la centrale mici şi grupuri puţine, centrala se confundă cu sala maşinilor. Sala maşinilor este alcătuită din blocul (sau blocurile) agregatelor şi blocul de montaj (fig. XVIII.115).

La centralele mari şi grupuri multe fig. XVIII.116 pe lîngă sala maşinilor se mai execută construcţii anexe şi anume :

— blocul de comandă, care adăposteşte de obicei camera de comandă, poduri de cabluri, încăperi anexe, precum şi încăperi pentru personalul tehnico-administrativ de exploatare ;

— turnul de decuvare prevăzut cu pod rulant fix (rareori mobil cînd îndeplineşte şi alte funcţii) pentru decuvarea transformatoarelor ;

— ateliere mecanice, electrice, depozite şi magazii.

Elaborarea planurilor de dispoziție generală a sălii mașinilor presupune analizarea și soluționarea a două grupe de probleme și anume : proiectarea blocului agregatului și proiectarea blocului de montaj.

6.3.4.2. *Proiectarea blocului agregatului.* Pentru centrale mici cu unu sau două agregate care nu depășesc 45 — 60 m lungime, nu sînt necesare de obicei, rosturi de dilatație în infrastructură. Dacă aceste rosturi se prevăd, ele sînt determinate fie de o denivelare importantă între cota de fundare a blocului de montaj și cea a blocurilor agregatelor, fie din motive de eșalonare a execuției. Combinarea blocurilor agregatelor într-un singur bloc monolit, implică construirea lor simultană.

Cele două blocuri fiind concepute ca o construcție unitară, rosturile verticale și orizontale de betonare pe faze, vor fi astfel prevăzute încît să asigure realizarea unei construcții monolite. Aceasta duce la interferarea fazelor de turnare și deci impune executarea aproape simultană a ambelor blocuri.

Dacă o analiză detaliată a programului de punere în funcțiune, deci de predare la montaj a blocurilor, va arăta necesitatea prevederii unor rosturi de dilatație în infrastructură, la distanțe mai mici de 45—60 m, ele vor fi prevăzute, chiar dacă aduc anumite dezavantaje.

Printre dezavantajele rosturilor suplimentare, se arată : complică constructiv executarea, măresc consumul de armătură, reduc rigiditatea elementelor, rigiditate necesară pentru asigurarea rezistenței generale a construcției.

Comparația tehnico-economică în care intră avantajele predării mai devreme la montaj și deci punerii mai devreme în funcțiune, cînd aceasta este posibil, duce în general la concluzia că primează punerea mai devreme în funcțiune.

Trebuie să se țină seama că circa 90% din volumul total de beton necesar intră în infrastructură și că o analiză judicioasă a alcătuirii infrastructurii unui bloc poate aduce economii importante de investiții.

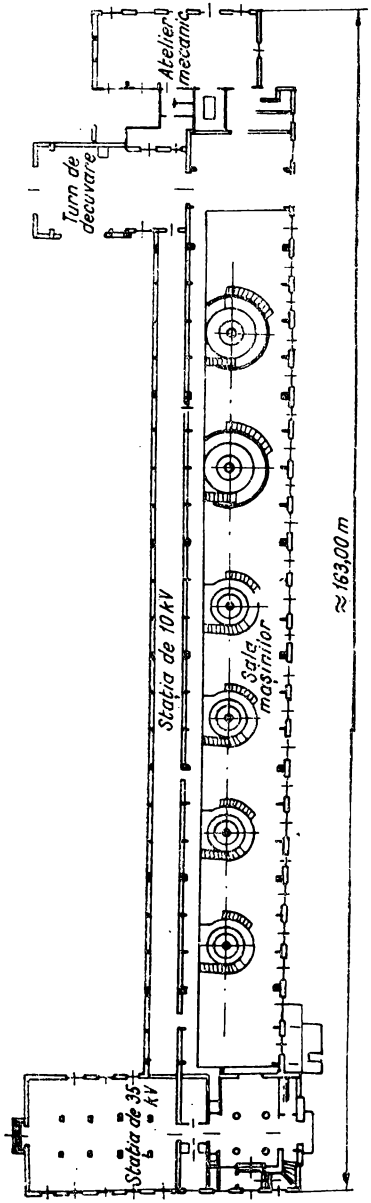



Fig. XVIII. 116. Vederea în plan a centralei hidroelectrice V. I. Lenin—Stejaru.

Factorii principali care determină dimensiunile blocului agregatului sînt :

— fluxul hidraulic — racordul cu conducta forțată (sau bieful amonte la centrale de joasă cădere) carcasa spirală și aspiratorul (la tipurile respective de turbine) ;

— echipamentul principal (turbina și generatorul) ;

— condițiile de montaj și demontaj ale utilajului principal ;

— nivelul maxim al apei în bieful aval.

În vederea unei utilizări cît mai raționale a spațiilor dintr-un bloc, se va ține seama de primele trei puncte, ultimul punct — nivelul maxim al apei din bieful aval-impunînd cota de acces pe platforma de montaj.

Dintre toți factorii enumerați, numai așezarea aspiratorului la o adîncime mai mare mărește înălțimea masivului infrastructurii pentru toate tipurile de centrale a căror grupuri au aspiratoare.

De asemenea, prevederea unui organ de închidere rapidă în fața turbinei, vane rapide, mărește lungimea blocului.

La centralele subterane, costul părții de construcție a centralei este direct influențat de volumul excavației subterane. Așa fiind, la alcătuirea planurilor de dispoziție generală se va da o deosebită atenție alegerii unor asemenea soluții care, cu respectarea cerințelor unei exploatări economice și în deplină siguranță, să conducă la volume construite minime.

Această cerință se realizează pe următoarele căi principale :

— în calculele tehnico-economice de alegere a echipamentului principal se vor introduce și diferențele de costuri pe care le determină în partea de construcții a centralei ; la parametri tehnici similari se va da preferință echipamentului principal cu gabarite minime ;

— în cazul în care vanele de închidere rapidă din amonte de turbină se amplasează în centrală, unghiul pe care-l fac axele conductelor pe care sînt montate cu axul longitudinal al sălii mașinilor, este bine să fie mai mic de 90° (fig. XVIII.117).

Această măsură conduce la micșorarea deschiderii sălii mașinilor și a volumului acesteia ;

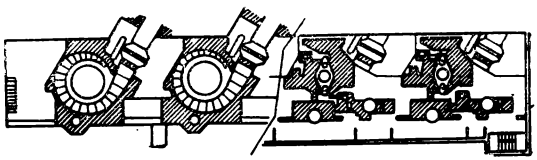


Fig. XVIII. 117. Dispoziția în plan a unei centrale subterane. Amplasarea echipamentului în vederea reducerii lățimii sălii mașinilor.

— cu justificarea tehnico-economică corespunzătoare, se vor prevedea poduri rulante de construcție specială, care execută toate operațiile de montaj și demontaj ale echipamentului cu o înălțime minimă a sălii mașinilor (fig. XVIII.118) ;

— amplasamentul transformatoarelor se studiază în mai multe variante, dintre care unul cu volum de excavații minim ; alegerea soluției definitive pentru acest amplasament se face pe baza unor calcule tehnico-economice speciale în care intră diferențe de costuri la : volum construit în subteran, legătura (de obicei în bare) între generatoare și transformatoare, utilaj de manevră și transport, pierderi de energie pe tensiunea generatoarelor, cabluri de înaltă tensiune etc.

Principalele soluții pentru amplasarea transformatoarelor în subteran sînt arătate în fig. XVIII.119, *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*, *h*, *i*.

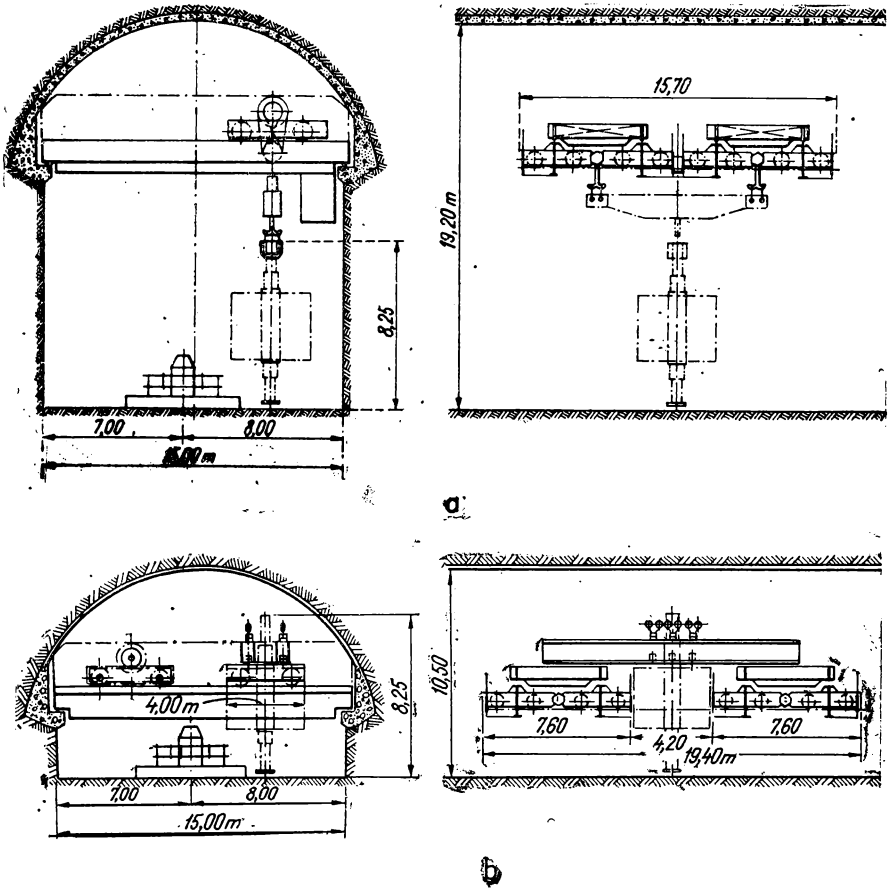



Fig. XVIII.118. Procedeu pentru transportul rotorului în vederea reducerii înălțimii sălii mașinilor :

*a* — procedeu tradițional; *b* — procedeu cu reducerea înălțimii sălii mașinilor.

Secțiuni prin prima centrală hidroelectrică subterană construită în Republica Socialistă România sînt arătate în fig. XVIII. 120 și XVIII.121.

6.3.4.3. *Proiectarea blocului de montaj.* Blocul de montaj cuprinde pe planșeul superior al infrastructurii sale platforma de montaj, iar în infrastructură de obicei încăperi

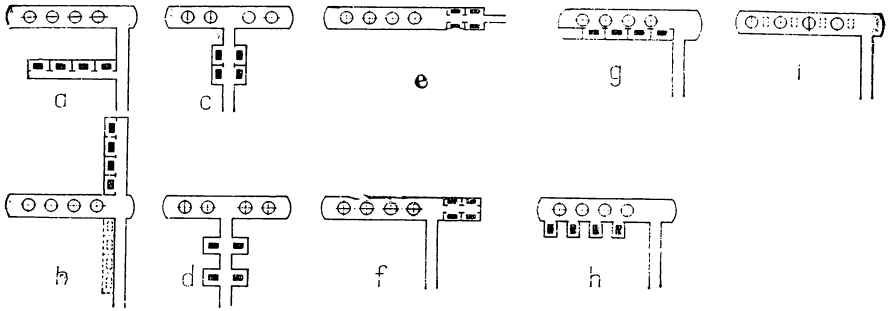



Fig. XVIII. 119. Procedee pentru amplasarea transformatoarelor în centrale subterane,

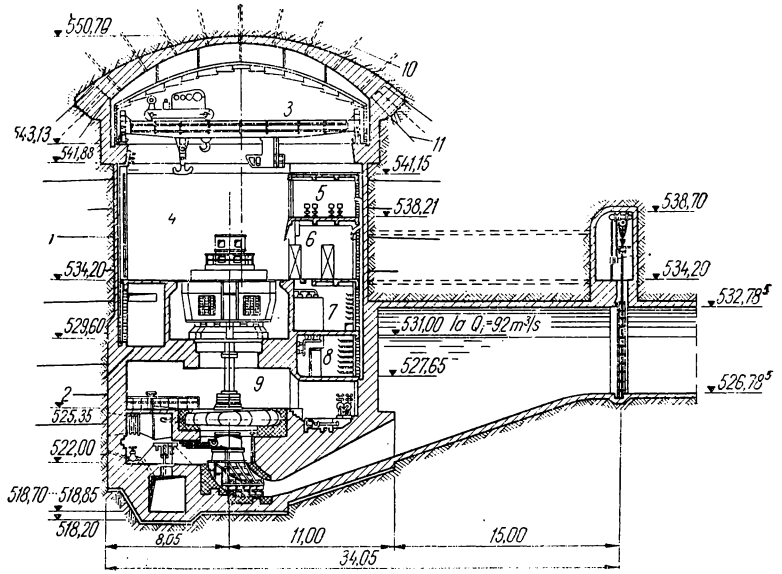



Fig. XVIII.120. Secţiune transversală prin centrala de pe Argeş:

*1* — ancoraje 5,00 m; *2* — ancoraje 2,00 m; *3* — pod rulant 100/32 tf; *4* — generator trifazic 61000 kVA: cos φ = 0,9; 428,60 rot/min; 10,50 kV; *5* — acumulatori; *6* — tablouri de distribuţie; *7* — celule 10,50 kV; *8* — culoar de cabluri; *9* — turbina Francis 426,8 rot/min; 23 m³/s; 56,50 MW; 240—300 m; *10* — drenaje; *11* — ancoraje 4,00m.

anexe ca : staţii de pompare centralizate pentru apele de infiltraţie, staţii de compresoare, gospodării de ulei, instalaţii pentru apa de răcire etc.

Platforma de montaj a centralei trebuie să asigure condiţiile necesare pentru montarea şi demontarea utilajului principal şi auxiliar din centrală. Întrucît platforma de montaj este deservită de aceleaşi poduri rulante care deservesc şi blocurile agregatelor, lăţimea acesteia se alege identică cu cea a blocurilor agregatelor.

Lungimea platformei de montaj depinde de lăţimea sălii maşinilor, de numărul de agregate, de distanţa dintre axele agregatelor, precum şi de dimensiunile utilajului de transport a pieselor grele.

Cînd cota platformei de montaj şi cea a sălii maşinilor sînt identice, se poate utiliza şi o parte din planşeul sălii maşinilor drept platformă suplimentară de montaj. În acest caz, lungimea platformei de montaj se ia de obicei egală cu distanţa dintre agregate, pentru orice număr de agregate.

Cînd cota pardoselii sălii maşinilor diferă de aceea a platformei de montaj şi în cazul unui număr mare de agregate (4 — 6), lungimea platformei de montaj se ia 1,20 — 1,50 distanţa dintre agregate.

Lungimile indicate mai sus sînt lungimi medii ; pentru fiecare caz în parte, la proiectul de execuţie, lungimea platformei de montaj trebuie determinată pe baza proiectului de montaj care detaliează operaţiile de transport, descărcare şi montaj de pe platformă.

Cota pardoselii platformei de montaj poate fi aceeaşi cu cea a sălii maşinilor, superioară sau inferioară acesteia, depinzînd la fiecare caz în parte de condiţiile locale.

6.3.4.4. *Construcţii anexe.* La centrale mai mari sau cu grupuri mai multe, apare deseori necesară execuţia unor construcţii anexe sălii maşinilor. Aceste construcţii, afară de cazurile speciale sînt : blocul de comandă, turnul de decuvare, ateliere şi laboratoare.

Blocul de comandă cuprinde, camera de comandă şi încăperile pentru personalul tehnico-administrativ al centralei.

Camera de comandă cuprinde : tablouri, panouri şi pupitre de comandă.

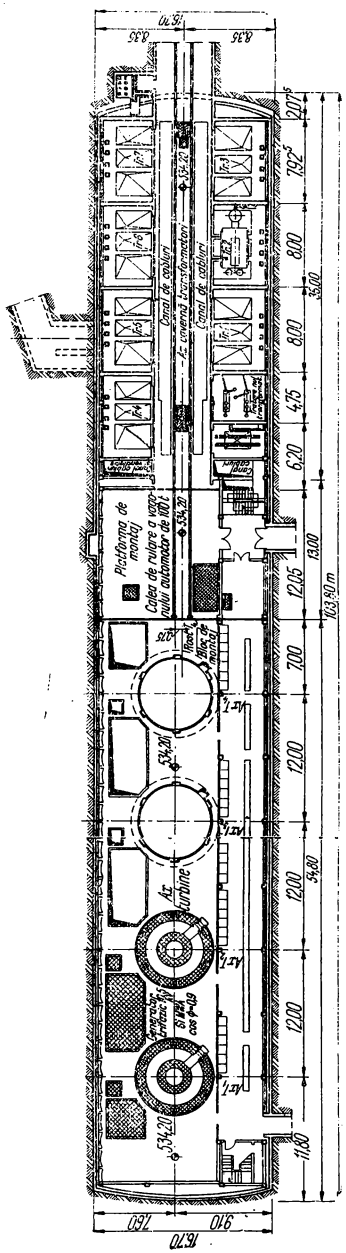



Fig. XVIII. 121. Vederea în plan a centralei subterane de pe Argeş.

Suprafața și înălțimea acesteia se determină în așa fel încît personalul de exploatare de la pupitrul de comandă să aibă o bună vizibilitate asupra tuturor panourilor. Avînd în vedere deosebita importanță a funcționării ireproșabile a aparatajului din camera de comandă, precum și a reacționării prompte și corecte a personalului de serviciu la diferitele semnale, se prevăd la centrale mari instalații speciale de climatizare care asigură condiții de temperatură și umiditate constante. De asemenea, iluminatul se studiază special, adoptîndu-se în cele mai multe cazuri iluminat indirect, astfel încît să nu se producă străluciri pe panouri sau aparate.

Sub camera de comandă se amenajează podul de cabluri, cu înălțime minimă de circulație.

Deseori, în locul podului de cabluri executat ca o încăpere separată se execută un planșeu la 0,70 — 0,80 m de pardoseala camerei de comandă.

În acest caz, planșeul camerei de comandă se realizează din elemente prefabricate, așezate pe grinzi de beton armat, amplasate la 1,00—1,20 m distanță.

Turnul de decuvare asigură decuvarea transformatoarelor. În acest scop, turnul de decuvare, de regulă o construcție din beton armat, este prevăzut cu o macara fixă (mai rar pod rulant cînd sînt de efectuat și alte operații), cu o capacitate de ridicare corespunzătoare greutății miezului transformatorului.

Atelierele sînt grupate, de obicei cu laboratoarele și depozitele și cuprind : atelier mecanic, atelier electric, laborator pentru aparate de măsură, laborator de înaltă tensiune, laborator pentru uleiuri, depozite piese de schimb etc.

La proiectarea acestor construcții se pleacă de la lista utilajelor și aparatelor prevăzute în dotarea centralei hidroelectrice respective, întocmindu-se pentru fiecare caz în parte desene de montaj.

Pe baza acestor desene de montaj se întocmesc planurile de dispoziție generală și se determină pozițiile și valorile sarcinilor care acționează asupra părții de construcții.

## 6.4. ELEMENTE DE CALCUL STATIC

6.4.1. **Generalități.** Calculul static al centralei cuprinde :

— verificarea stabilității și a rezistențelor pe terenul de fundație ;

— calculul static al infrastructurii, care poate fi defalcat pe următoarele elemente : aspiratoare, camere spirale (de beton armat), canale de admisie, fundațiile generatoarelor, alte elemente din infrastructură (planșeu sală mașini, pile, camere pompe etc.) ;

— calculul static al suprastructurii ;

Schema de calcul static detaliată mai înainte se referă la centrala baraj, arătată în fig. XVIII.102. Pentru celelalte tipuri de centrală schema de calcul se adaptează corespunzător.

Astfel, la centrale de derivație și mare cădere, nu se execută camere spirale de beton armat și lipsesc canalele de admisie. La centrale subterane problema verificării stabilității nu se pune, dar apar în plus calcule statice ale unr elemente specifice ca : bolta centralei, ancorarea pereților etc.

6.4.2. **Verificarea stabilității și a presiunilor pe teren.** Verificarea stabilității centralei și a presiunilor pe teren, se face pe baza planurilor de dispoziție generală a centralei.

Sarcinile luate în considerație la calculul stabilității la alunecare, pentru cazurile curente sînt:

Grupările fundamentale cuprinzînd sarcinile care acționează normal asupra centralei în condiții normale de exploatare:

— greutatea proprie a centralei; presiunea apei la nivelul retenției normale și la evacuarea debitelor maxime de calcul; subpresiunea, în ipoteza funcționării normale a dispozitivelor de combatere a infiltrației și de drenare: împingerea pămîntului (inclusiv a aluviunilor după colmatarea biefului amonte); presiunea valurilor; presiunea vîntului și alte sarcini în cazuri speciale (reacțiunea stavilelor la centralele în pile, sau la centrale baraj la care centrala îndeplinește și rol de pilă etc.).

Grupările extraordinare cuprind în plus: acțiuni seismice; presiunea apei la trecerea debitelor maxime de verificare în condiții excepționale de exploatare; subpresiunea, în cazul perturbării funcționării normale a dispozitivelor de combatere a infiltrației și a sistemului de drenaj.

Trebuie să se țină seama de faptul că greutatea proprie a centralei acționează întotdeauna ca forță stabilizatoare. Așa fiind, ipoteza de calcul cea mai defavorabilă, care trebuie luată în considerație este aceea care dă valoarea minimă a acestei greutăți. Pentru acest motiv, nu vor fi luate în calculul greutății proprii, greutatea apei din aspirator și din camera spirală pînă la organele de închidere amonte; de asemenea nu va fi luată în calcul greutatea echipamentului electromecanic care este posibil să nu fie montat la unele blocuri pînă la darea în funcțiune, sau a acelor părți de echipament care pot fi demontate.

Condiția de stabilitate la alunecare este dată de relația:

$$K \Sigma H \leqslant f \Sigma V,$$

în care: $\Sigma H$ este suma sarcinilor orizontale;
$\Sigma V$ — suma sarcinilor verticale;
$K$ — coeficientul de siguranță;
$f$ — coeficientul de frecare admis.

*Tabelul XVIII.9*

**Coeficienți de siguranță la stabilitatea construcțiilor hidrotehnice de greutate, admiși în U.R.S.S.**

| Combinațiile forțelor | Clasa construcțiilor | | | |
|---|---|---|---|---|
| | *I* | *II* | *III* | *IV* |
| Grupări fundamentale | 1,30 | 1,20 | 1,15 | 1,15 |
| Grupări fundamentale și extraordinare | 1,05 | 1,05 | 1,00 | 1,00 |

Coeficienții de siguranță la stabilitate $K$ nu sînt stabiliți la noi în țară prin prescripții oficiale. Ei vor fi justificați de la caz la caz în cadrul proiectelor. În tabelele XVIII.9 și XVIII.10 sînt dați coeficienți de siguranță admiși în străinătate.

La investiții importante, coeficienții de frecare $f$ trebuie determinați prin încercări în situ.

Dacă cu dimensiunile constructive inițial preliminate nu este satisfăcută relația de stabilitate, se va proceda la mărirea sarcinilor cu acțiune stabilizatoare prin legarea cu avanradierul ancorat încărcări suplimentare cu apă sau pămînt etc., sau se vor lua măsuri pentru micșorarea subpresiunii.

Nu se vor mări dimensiunile elementelor de beton armat ale centralei peste cele reieșite din condiții tehnologice și de rezistență, pentru a obține volum de beton suplimentar cu rol de lest.

Cu sarcinile care intră în calculul stabilității centralei se determină și rezistențele pe teren sub radierul centralei.

În cele mai multe cazuri, rezistențele pe teren sub radierul centralei, sînt sub rezistențele admisibile prescrise, datorită dimensiunilor mari de fundație ale acesteia (fig. XVIII.122).

*Tabelul XVIII.10*

**Coeficienți de siguranță ai construcțiilor hidrotehnice de greutate, admiși în S.U.A.**

| Coeficienți minimi de siguranță | În timpul construcției | | În exploatare | |
|---|---|---|---|---|
| | Încărcare | | Încărcare | |
| | Normală | Extraordinară | Normală | Extraordinară |
| **A. Uzine hidroelectrice mari** | | | | |
| La răsturnare | 1,10 | 1,10 | 1,20 | 1,10 |
| La alunecare | 2,50 | 1,10 | 3,50 | 2,00 |
| La plutire | 1,10 | 1,10 | 1,20 | 1,10 |
| **B. Uzine hidroelectrice mici** | | | | |
| La răsturnare | 1,10 | 1,10 | 1,20 | 1,10 |
| La alunecare | 1,50 | 1,10 | 2,00 | 1,50 |
| La plutire | 1,10 | 1,10 | 1,20 | 1,10 |

*Notații*: $Q$ este coeficientul de siguranță la alunecare: $Q = \frac{(\Sigma W + U) f + cA}{\Sigma H}$;

$\Sigma W$ — suma forțelor verticale;

$U$ — subpresiunile acționînd pe întreaga suprafață de bază $\left\{ \begin{matrix} \text{semnul } + \\ \text{de sus în jos} \end{matrix} \right.$;

$c$ — coeziunea sau rezistența de forfecare aplicată numai pe suprafața de fundație comprimată;

$A$ — suprafața de fundație comprimată;

$f$ — coeficientul de frecare;

$\Sigma H$ — suma forțelor orizontale.

6.4.3. **Calculul static al infrastructurii.** 6.4.3.1. *Aspiratoare.* Asupra elementelor pe rezistență ale aspiratoarelor (în general cadru, în cazuri particulare plăci încastrate de contur) acționează următoarele solicitări:

Funcţionarea normală a agregatului. Pe radierul aspiratoarelor acţionează de jos în sus, rezistenţele pe teren şi subpresiunea; la partea interioară a aspiratoarelor acţionează presiunea apei la nivelul din aval.

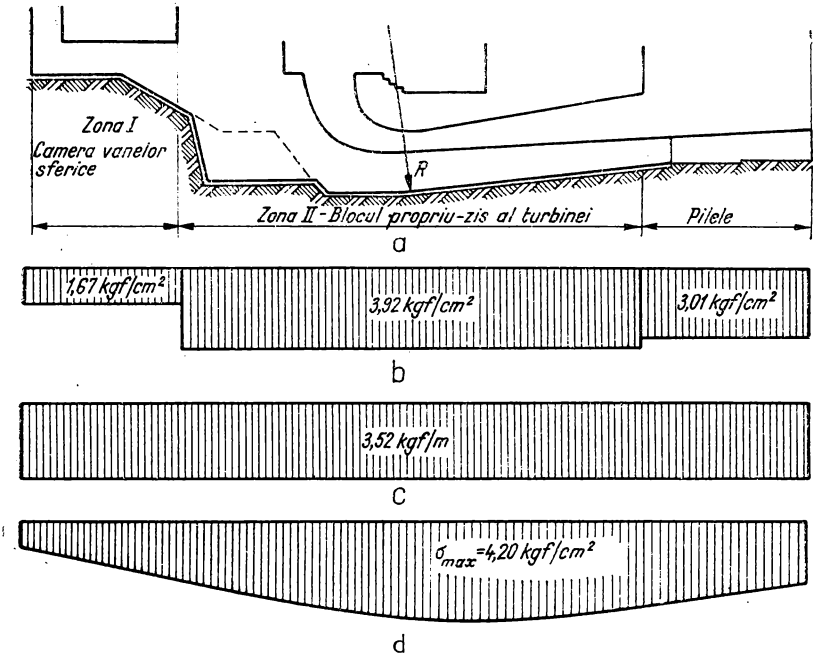



Fig. XVIII. 122. Diagramele rezistenţelor pe teren la centrala V.I. Lenin — Stejaru:

*a* — secţiune; *b* — diagrama rezistenţelor de pe teren considerînd că zonele *I*, *II* şi *III* ar lucra independent; *c* — diagrama rezistenţelor medii, subîntreg blocul; *d* — diagrama aproximativă a rezistenţelor pe teren.

Oprirea bruscă a agregatului. Pe radierul aspiratoarelor acţionează de jos în sus rezistenţele pe teren şi subpresiunea; la partea interioară a aspiratoarelor acţionează parţial o sucţiune determinată de oprirea bruscă a scurgerii debitului (fig. XVIII. 123) şi trebuie precizată în datele de bază puse la dispoziţie de uzina furnizoare a turbinelor.

Radierul *r*, pereţii despărţitori $p_d$, pilele intermediare $p_i$ şi planşeul peste aspirator $p_a$ constituie împreună un cadru cu cîmpuri multiple, perpendicular pe direcţia de scurgere. Dacă grosimea radierului *r* este mare în raport cu cea a elementelor verticale $p_d$ şi $p_i$, radierul poate fi dimensionat ca grindă continuă.

În cazul în care pereții despărțitori $p_d$ ating o grosime mare în raport cu cea a radierului $r$, radierul poate fi dimensionat ca o serie de cadre încastrate intermediar (fig. XVIII.124).

Cu cît radierele sînt mai subțiri și cu cît terenul de funndație este mai rezistent, cu atît mai mult repartiția pe teren a rezistențelor este mai diferită de valoarea medie.

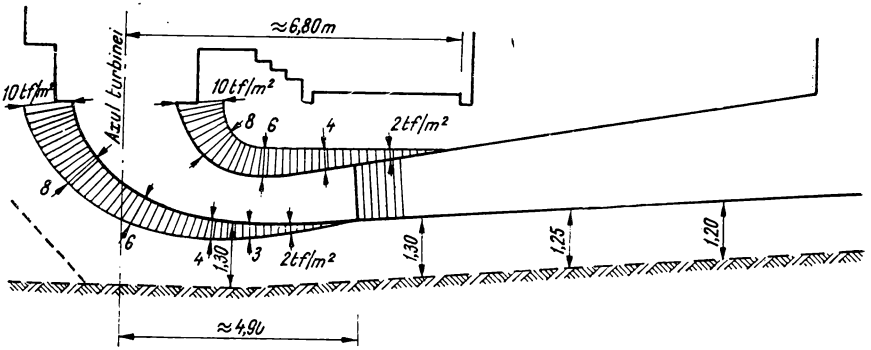



Fig. XVIII. 123. Diagramele de sucțiune pentru calculul aspiratorului centralei V. I. Lenin — Stejaru.

În aceste cazuri, în special, este necesar să se determine distribuția pe teren a rezistențelor după un calcul pe mediu elastic.

Diagrama reală a rezistențelor pe teren conduce la o micșorare, uneori sensibilă a solicitărilor de dimensionare și deci la economii de oțel-beton.

Reparații. Pe radierul aspiratoarelor acționează de jos în sus rezistențele pe teren și subpresiunea, la partea interioară a aspiratoarelor nu există nici o solicitare întrucît batardoul aval este montat și aspiratoarele golite pentru reparații.

Întrucît solicitările arătate sînt variabile în sensul scurgerii pentru efectuarea calculului static se împart aspiratoarele în zone. Aceste zone se aleg astfel încît fiecare să cuprindă elemente geometrice și de solicitare specifice.

În toate cazurile, zona cotului aspiratoarelor trebuie tratată ca o problemă separată, datorită caracteristicilor sale geometrice distincte.

Odată stabilite zonele de calcul, se determină elementele geometrice și solicitările specifice și se conduce calculul astfel:

— pentru zonele radierului propriu-zis al aspiratoarelor ca un cadru pe direcție transversală scurgerii sau ca o grindă dublă încastrată în pereți, după caracteristicile geometrice ale elementelor;

— pentru zona cotului aspiratorului, datorită formei plăcii radierului, aceasta se împarte în două serii de fîșii transversale și longitudinale, în a căror puncte de intersecție se aplică forțe de legătură egale și de semn contrar (fig. XVIII.125).

Zona cotului aspiratorului poate fi aproximată cu o placă trapezoidală încastrată pe trei laturi. Latura a patra este liberă sau se sprijină pe pilele intermediare.

Grinzile de pe cele două direcții se calculează independent, iar pentru determinarea forțelor de legătură se stabilesc egalitățile de săgeți în punctele comune.

După determinarea forțelor de legătură se calculează momentele încovoietoare și forțele tăietoare în secțiunile caracteristice.

În cazuri particulare, cînd nu există pile intermediare sau cînd există o singură pilă, placa cotului aspiratorului poate fi calculată aproximativ ca o jumătate de placă rotundă

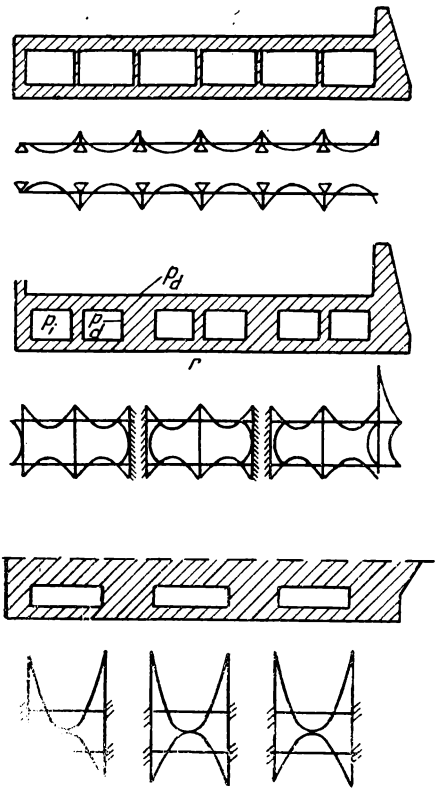
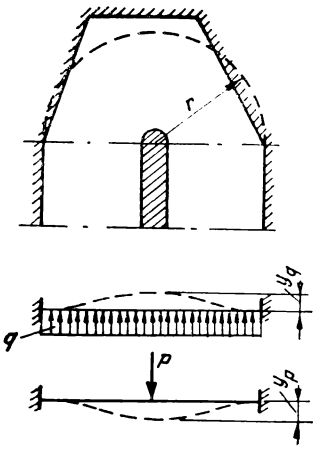


Fig. XVIII.124. Secțiuni transversale prin aspiratoare.




Fig. XVIII.125. Zona cotului din radierul aspiratoarelor.




Considerînd încărcarea uniformă de jos în sus $q$ și reacțiunea pilei $P$ (fig. XVIII.125), rezultă :

$$y_q = \frac{qr^4}{64D} \; ; \qquad y_p = \frac{Pr^2}{16D} .$$

Întrucît $y_q = y_p$ rezultă $P = \frac{qr^2}{4}$ .

Știind valoarea sarcinii $P$, se pot găsi momentele și forțele tăietoare în secțiunile caracteristice.

Întrucît sistemul de armare este ortogonal, se obţin momentele rezultante ca sume geometrice ale momentelor radiale şi tangenţiale $M_R = \sqrt{Mr^2 + Mt^2}$. Aceste momente rezultante se descompun pe direcţiile ortogonale de armare $M_x = M_R \cos\alpha$ şi $M_y = M_R \sin\alpha$.

6.4.3.2. *Camere spirale.* La camerele spirale trebuie calculate următoarele elemente : zidurile laterale şi planşeul peste camera spirală, precum şi conul de reazem al statorului turbinei.

Pentru calculul static al zidurilor laterale şi planşeului turbinelor pot fi considerate următoarele combinaţii de solicitări :

În ipoteza exploatării normale : presiunea apei în camera spirală corespunzătoare nivelului din bieful amonte ; în rosturile dintre blocurile agregatelor nu este apă (drenare sigură prin dispozitive vizitabile).

În ipoteza opririi bruşte a grupului, ipoteza de mai înainte, plus suprapresiunea dinamică datorită opririi bruşte.

În ipoteza de reparaţie, în interiorul camerei spirale nu acţionează presiunea apei corespunzătoare nivelului din amonte, fiind coborîte batardourile sau vanele de închidere rapidă şi volumul de apă golit ; din exterior acţionează presiunea apei corespunzătoare nivelului din aval, dacă rosturile dintre blocuri nu sînt prevăzute cu un drenaj sigur prin dispozitive vizitabile. La blocurile marginale în funcţie de soluţionarea constructivă pot apare şi alte solicitări ca împingerea pămîntului etc.

Pentru calculul static al conului de reazem al statorului turbinei se vor considera următoarele solicitări : presiunea apei în camera spirală, inclusiv suprapresiunea dinamică datorită opririi bruşte ; sucţiunea din interiorul aspiratorului şi sarcinile transmise de grup.

Întrucît în zona camerelor spirale, în general, centrala este alcătuită din elemente masive monolite, calculul static se face aproximînd modul de conlucrare al acestora pe porţiuni caracteristice.

Aşa cum rezultă din fig. XVIII.126 zidurile laterale ale camerei spirale sînt o continuare a zidurilor din zona camerei de admisie a apei la turbină. Zidul aval al camerei spirale în mod obişnuit se execută sub două forme constructive : rotund sau drept.

Pentru calculul zidurilor şi planşeului camerei spirale sînt utilizate, în principal, două metode de calcul diferite. După cea mai răspîndită din metode, atît zidurile cît şi planşeul camerei spirale se calculează împreună ca făcînd parte din nişte cadre fictive, conform fig. XVIII.127. După cealaltă metodă planşeul camerei spirale se consideră o placă inelară încastrată pe perimetru în ziduri, iar zidurile ca fiind compuse din mai multe grinzi alăturate încastrate în planşee la partea inferioară şi superioară a camerei spirale.

Ambele metode cuprind ipoteze convenţional simplificatoare, faţă de modul real de conlucrare statică a elementelor componente.

Se vor da indicaţii pentru efectuarea calculului static al camerei spirale după prima metodă (cea mai răspîndită).

Aşa cum este arătat în fig. XVIII.128 camera spirală este fictiv împărţită în mai multe zone de lucru, fiecărei zone corespunzîndu-i o anumită schemă de calcul static.

Calculele se efectuează pentru o lăţime unitară, extinzînd rezultatele pe întreaga zonă.

Planşeul camerei spirale care intră pe fiecare zonă ca riglă în calculul cadrului, se va considera încastrat perfect în punctul $c$ cînd deasupra statorului turbinei este un inel rigid de beton armat şi articulat în toate celelalte cazuri.

Pentru zonele $a_2$ şi $a_4$ se vor considera mediile aritmetice ale eforturilor zonelor adiacente, respectiv $a_1$ şi $a_3$ ; $a_3$ şi $a_5$.

Trebuie remarcat că prin această metodă de calcul, efectuînd secționările fictive între zone (liniile punctate din fig. XVIII.128) se înlătură conlucrarea lor.

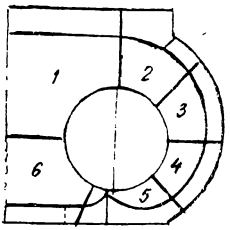



Fig. XVIII.126. Vederea în plan a camerei spirale.

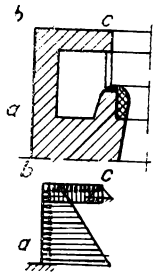



Fig. XVIII.127. Schema de calcul a camerei spirale.

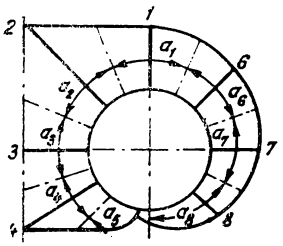



Fig. XVIII.128. Împărțirea camerei spirale în zone.

În realitate mai apar eforturi de legătură între aceste zone, din care se menționează efortul de tensiune în peretele aval curb al camerei spirale, care trebuie preluat prin armături orizontale. Aceste armături se prelungesc în pilele camerei de admisie.

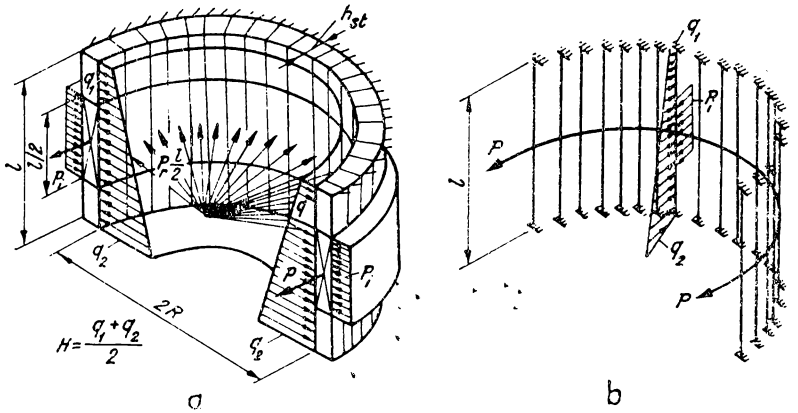



Fig. XVIII.129. Scheme pentru calculul zidului aval de formă cilindrică al camerei spirale :

*a* — schema elementelor de construcție și a sarcinilor ; *b* — schema de calcul.

Pentru conturul circular al camerei spirale (fig. XVIII.129), o metodă de calcul care ține seama mai bine de comportarea statică reală, împarte sarcina totală asupra zidului în două sarcini componente.

Una din sarcini este repartizată unui sistem de grinzi verticale în care în mod fictiv s-a secționat zidul, iar cealaltă inelului orizontal.

Punînd condiția egalității săgeților celor două elemente, se determină cota parte din sarcina totală care revine fiecărui tip de element.

Cu notațiile din fig. XVIII.129, rezultă :

$$p_i = 2\frac{H\,l^4}{64\,R^2\,h_{st}^2 + l^4}. \qquad \text{(XVIII.131)}$$

Din diagrama trapezoidală totală se scade cota parte aferentă inelului orizontal și cu diferența se încarcă grinzile verticale.

Armătura inelară orizontală este determinată de solicitarea axială :

$$P = p_i\frac{1}{2}\,R = \frac{H\,l^4\,R}{64\,R^2\,h_{st}^2 + l^4}. \qquad \text{(XVIII.132)}$$

La calculul conului de reazem al statorului turbinei se ține seama și de presiunea apei din camera spirală precum și de sucțiunea din aspirator.

Pentru a ține seama de comportarea statică reală, acest con poate fi împărțit în arce orizontale (de lungime variabilă funcție de cota radierului camerei spirale) și în console verticale.

Sarcinile preluate de con se distribuie consolelor și arcelor punînd condiția egalității săgeților în punctele comune.

Cu eforturile astfel obținute se calculează secțiunile de armare necesare, în elementele orizontale și verticale.

Conul de reazem al statorului turbinei fiind supus în cazurile curente, unor eforturi predominante de compresiune, poate fi armat și pe baza datelor rezultate din experiența de proiectare și exploatare.

După această experiență se poate recomanda o armare constructivă pe ambele fețe printr-o rețea cu ochiuri de 30 cm pe ambele direcții.

Diametrul barelor rețelei se ia în funcție de diametrul turbinelor astfel :

| Ø turbină, în m | 5,00—6,00 | 7,20 | 9,30 |
|---|---|---|---|
| Ø armătură, în mm | 30 | 40 | 50 |

6.4.3.3. *Canale de admisie.* Canalele de admisie (din zona amonte camerei spirale) se calculează pe direcția normală pe curent ca un sistem de cadre.

Pentru zona aval de organul de închidere trebuie considerate două ipoteze de calcul principale :

Ipoteza grupul în funcțiune. Pe radier acționează : de jos în sus rezistențele de pe teren (inclusiv subpresiunea), iar de sus în jos greutatea apei corespunzătoare nivelului amonte. Pe pile acționează : presiunea apei din rosturile dintre blocuri corespunzătoare nivelului din aval dacă nu sînt prevăzute cu un drenaj sigur cu dispozitive vizitabile. La blocurile marginale în funcție de soluționarea constructivă pot apare și alte solicitări ca : împingerea pămîntului etc.

Ipoteza grupul în reparaţie. În această ipoteză, organul de închidere amonte (vană, batardou) este închis şi deci faţă de ipoteza grupul în funcţiune nu acţionează greutatea apei corespunzătoare nivelului amonte.

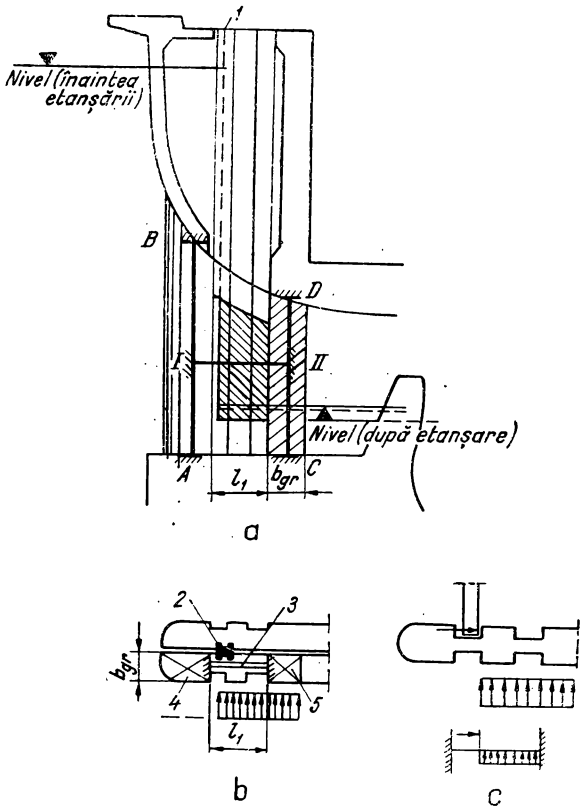



Fig. XVIII.130. Schemă pentru calculul pilelor amonte ale canalelor de admisie :

*a,b* — grinzile de calcul şi sarcinile ; *c* — schema sarcinilor pe pila centrală, în cazul efectuării reparaţiilor ; *1* — capătul etanşării ; *2* — element de etanşare ; *3* — grinda *I—II* ; *4* — grinda *A—B* ; *5* — grinda *C—D*.

În zona nişelor din pile a organelor de închidere se întocmeşte un calcul special care ţine seama de slăbirea secţiunii pilelor (fig. XVIII.130).

Pila slăbită de nişele organelor de închidere se va considra ca o placă *I—II* care transmite sarcinile pe direcţia orizontală zonelor alăturate neslăbite ale pilelor.

Elementele $AB$ şi $CD$ din cadrele camerei de admisie sînt solicitate în plus faţă de zona normală aferentă, de reacţiunile pe care le primesc din placa $I-II$.

6.4.3.4. *Fundaţiile generatoarelor.* Fundaţiile generatoarelor la grupuri mari trebuie să suporte solicitări importante. Aceste solicitări, la grupuri cu ax vertical sînt:

— s o l i c i t ă r i  s t a t i c e : greutatea proprie a fundaţiei generatorului; reacţiunile din încărcarea planşeului sălii maşinilor; greutatea statorului generatorului.

— s o l i c i t ă r i  d i n a m i c e: greutatea rotorului generatorului, turbinei şi a arborelui acestuia; presiunea axială a apei (turbine Kaplan); momentul de torsiune (maxim din scurtcircuit).

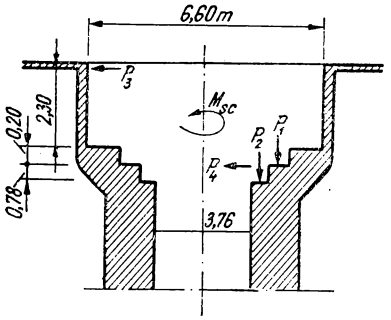



Fig. XVIII.131. Sarcinile transmise de generator părţii de construcţie a centralei Oeşti:

$P_1 = 220$ tf, transmisă în 6 puncte de către stator;
$P_2 = 76$ tf, transmisă, de către steaua inferioară;
$P_3 = 18$ tf, transmisă de fiecare din cele 6 braţe ale stelei superioare; $P_4 = 20$ tf, transmisă de fiecare din cele 6 braţe ale stelei inferioare;
$M_{sc} = 228$ tf, transmis buloanelor de ancorare.

Solicitările determinate de greutatea proprie a fundaţiei generatorului şi de reacţiunile din încărcarea planşeului sălii maşinilor se determină pe baza planurilor de dispoziţie generală a centralei. Celelalte solicitări trebuie să fie transmise de către uzinele furnizoare ale generatorului (fig. XVIII.131).

În cazul lipsei datelor de la furnizori şi numai pentru calcule preliminare se pot determina aceste sarcini astfel:

— greutatea generatorului, greutatea rotorului generatorului turbinei şi a arborelui acestuia se determină pe baza datelor din literatură;

— presiunea axială a apei se poate determina cu aproximaţie folosind formula:

$$F_{ha} = \gamma H \frac{\pi}{4} D_1^2 K \quad [\text{kgf}]. \qquad \text{(XVIII.133)}$$

$K$ depinzînd de $n_s$ are valorile:

| $n_s$ | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1 000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K$ | 0,55 | 0,68 | 0,74 | 0,77 | 0,78 | 0,79 | 0,80 | 0,81 |

— momentul de scurtcircuit:

$$M_{sc} = \frac{4N}{n}, \qquad \text{(XVIII.134)}$$

în care: $M_{sc}$ este momentul de scurtcircuit, în tm;
$N$ — puterea generatorului, în kW;
$n$ — turaţia generatorului, în rot/min.

Solicitările dinamice acţionează periodic datorită mişcării de rotaţie a axului grupului şi provoacă oscilaţii în fundaţia generatorului.

Pentru a evita fenomenul de rezonanță, frecvența oscilațiilor proprii ale fundației trebuie să se deosebească de oscilațiile forțelor de excitare cu cel puțin 20 — 30 %.

Este deci necesar să se compare frecvența oscilațiilor proprii cu frecvența oscilațiilor produse de forțele de excitare. Valoarea frecvenței primei forțe de excitare va corespunde unui număr normal de rotații al generatorului. Acest fel de oscilații apare la orice mașină cu rotație, oricît de bine ar fi echilibrată, din cauza necoinciderii centrului de greutate a părții în rotație cu axa de rotație : $n_1 = n$.

Concomitent cu această primă forță de excitare, există o a doua forță de excitare a cărei frecvență de oscilație depinde de corelația numărului paletelor aparatului director și cel al rotorului turbinei. Numărul acestor oscilații ale agregatului se determină din relația :

$$n_2 = \frac{n\, x_1\, x_2}{a}, \qquad \text{(XVIII.135)}$$

în care : $n$ este rotația normală a agregatului, în rot/min ;
$x_1$ — numărul paletelor aparatului director ;
$x_2$ — numărul paletelor rotorului turbinei ;
$a$ — multiplul maxim comun al numerelor $x_1$ și $x_2$.

Frecvența oscilațiilor proprii ale fundațiilor de sub generatoare exprimate în oscilații pe minut se poate determina după formulele aproximative :

$$n_0 = \frac{30}{\sqrt{Gf_1}}, \text{ oscilații verticale ;} \qquad \text{(XVIII.136)}$$

$$n_0 = \frac{30}{\sqrt{I_p \varphi_1}}, \text{ oscilații de torsiune,} \qquad \text{(XVIII.137)}$$

în care : $G$ este greutatea încărcăturii în oscilație, în tf ;
$f_1$ — săgeata de încovoiere a construcției datorită efortului unitar, în m ;
$I_p$ — momentul polar de inerție al încărcăturilor în oscilație, în tm² ;
$\varphi_1$ — unghiul de răsucire al construcției pentru momentul unitar.

Aceste formule dau valori exagerate pentru frecvență, deoarece în ele nu intervin masa fundației generatorului.

Pentru detalii privind calculul la vibrații a fundației generatoarelor se va consulta literatura de detaliu.

În cele mai multe cazuri, frecvența oscilațiilor proprii ale fundației generatoarelor este de cîteva ori mai mare decît frecvența oscilațiilor hidroagregatului, mai ales la mașinile lente.

La calculele statice trebuie să se țină seama de influența acțiunii dinamice a părților în rotație ale generatorului, prin introducerea coeficientului dinamic K, de multiplicare a forțelor periodice. Valoarea numerică a acestui coeficient depinde de raportul dintre frecvența de oscilație a forței de excitare ($n_1$ sau $n_2$) și frecvența oscialațiilor proprii a fundației generatorului și este dată în tabelul XVIII.11.

Calculul static trebuie făcut prin încercări de mai multe ori, întrucît atunci cînd se începe calculul static și se aleg secțiunile elementelor fundației generatorului, nu se cunoaște frecvența oscilațiilor proprii.

*Tabelul XVIII.11*

**Valorile coeficentului $K$ de multiplicare a forțelor periodice**

| $\frac{n_1 \text{ sau } n_2}{n_0}$ | 0,00 | 0,20 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 4,00 | 5,00 | 10,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K$ | 1,00 | 1,04 | 1,19 | 1,56 | 2,78 | $\sim$ | 2,27 | 1,45 | 1,04 | 0,80 | 0,49 | 0,33 | 0,19 | 0,13 | 0,07 | 0,04 | 0,01 |

*Notații*: $n_1$ este numărul normal de rotații ale generatorului (determinat pe baza formulei $n_1 = n$);

$n_2$ — numărul oscilațiilor forțate ale generatorului: determinat pe baza formulei $n_2 = \frac{n x_1 x_2}{a}$;

$n_0$ — frecvența oscilațiilor proprii ale fundațiilor de sub generatoare.

6.4.3.5. *Alte elemente din infrastructură.* Dintre celelalte elemente ale infrastructurii o mențiune specială trebuie făcută pentru planșeul generatoarelor și al platformei de montaj.

Acestea sînt solicitate de sarcini rezultînd din montajul agregatelor.

În vederea determinării cît mai exacte a sarcinilor de calcul, este necesar să se alcătuiască scheme de montaj a echipamentului principal. Aceste scheme trebuie să cuprindă modul de acces a utilajului de transport, distribuția diferitelor piese la montaj pe platforma de montaj și pe planșeul generatoarelor, sistemul de rezemare prevăzut și sarcinile transmise.

Pentru alcătuirea acestor scheme trebuie să existe din partea uzinelor furnizoare toate datele referitoare la dimensiunile și greutatea diferitelor piese ale echipamentului.

Întrucît chiar la o manipulare atentă a pieselor echipamentului, șocurile nu pot fi evitate, sarcinile statice se vor multiplica cu coeficienți dinamici de 1,20—1,40.

În cazul în care schema de montaj nu poate fi întocmită, lipsind datele necesare de la fabricile furnizoare, pentru calcule preliminare se poate determina sarcina uniform distribuită de calcul a planșeului platformei de montaj cu formula:

$$q = (0{,}07 - 0{,}10)\, G \ [\text{tf/m}^2], \qquad \text{(XVIII.138)}$$

în care $G$ este greutatea rotorului generatorului împreună cu arborele, în tf.

Coeficientul cel mai mic se ia pentru mașinile mai lente cu putere mai mare. De asemenea, sarcina $q$ poate fi luată pentru calcule preliminare prin asimilare cu alte centrale executate de caracteristici asemănătoare.

Conform Regulamentului de exploatare tehnică a centralelor și rețelelor electrice, este necesar să se predea planuri beneficiarului cu sarcinile admise pe planșee, sarcini care să fie cunoscute de personalul de montaj, cît și de personalul de exploatare al centralei.

Sarcinile de calcul pentru platformele de montaj la cîteva centrale executate au fost: V. I. Lenin—Bicaz, Republica Socialistă România, 6 tf/m²; Gh. Gheorghiu-Dej—Argeș, Republica Socialistă România, 6 tf/m²; Dnieprostoi, U.R.S.S., 12,0 tf/m²; Volhov, U.R.S.S., 4,5 tf/m².

Capacele care acoperă diferitele goluri din planșeul sălii mașinilor se vor calcula, pentru cazuri curente la o sarcină de 500 kgf/m².

6.4.4. **Calculul static al suprastructurii.** Scheletul de rezistență al suprastructurii centralelor hidroelectrice are ca elemente principale cadre din beton armat (mai rar metalice).

Soluția tehnică în fiecare caz în parte trebuie să fie justificată prin calcule tehnico-economice.

Solicitările principale ale suprastructurii sînt date de podurile rulante.

Suprastructura centralelor hidroelectrice este asemănătoare suprastructurii construcțiilor industriale curente.

## 6.5. DATE PRIVIND DURATELE DE EXECUȚIE ALE CENTRALELOR HIDROELECTRICE

Duratele de execuție ale centralelor hidroelectrice se prezumează prin proiectele de organizare a execuției lucrărilor.

În cadrul acestor proiecte se stabilesc metodele de execuție, utilajele necesare, termenele intermediare ale diferitelor lucrări de construcție, termenele de predare la montaj și cele de punere în funcțiune etc.

Pentru a stabili termenul de punere în funcțiune a unei uzini hidroelectrice este necesar să se întocmească grafice de execuție pentru fiecare obiect component, precum și un grafic de execuție de ansamblu.

În ultimul timp este folosită din ce în ce mai mult la stabilirea acestor grafice metoda drumului critic. După cum este cunoscut, un element deosebit de important în aplicarea metodei drumului critic este stabilirea duratelor de execuție ale activităților considerate. Aceste durate se stabilesc de la caz la caz pentru fiecare activitate pe baza analizei tehnice detaliate a fiecăreia.

Avînd în vedere diversitatea tipurilor și dimensiunilor centralelor și pentru motive de comparare a duratelor de execuție este necesar să se aleagă indici sintetici comuni. Acești indici se referă la vitezele de execuție ale excavațiilor și betonării (tabelele XVIII.12 și XVIII.13).

Astfel, cu notațiile din fig. XVIII.132, rezultă:

$$V_e = \frac{h_e}{t_e} \text{ [m/lună]};$$

$$V_b = \frac{h_b}{t_b} \text{ [m/lună]},$$

unde: $h_e$ este adîncimea maximă a incintei excavației centralei, în m:

$h_b$ — înălțimea infrastructurii centralei, în m;

$t_e$ — durata de execuție a excavațiilor, în luni;

$t_b$ — durata de execuție a betonării infrastructurii, în luni.

În acest caz, durata în luni de la începutul execuţiei centralei şi pînă la darea în exploatare a primului grup este:

$$T = t_e + t_b + t_s + t_m,$$

în care: $t_e$, $t_b$ — ca mai înainte;

$t_s$ — durata de execuţie a suprastructurii pînă la darea în folosinţă a grinzilor de rulare sub sarcina de montaj, în luni;

$t_m$ — durata de montaj a primului grup, în luni (exclusiv durata de montaj a podului rulant în cazul în care s-a executat concomitent cu $t_s$).

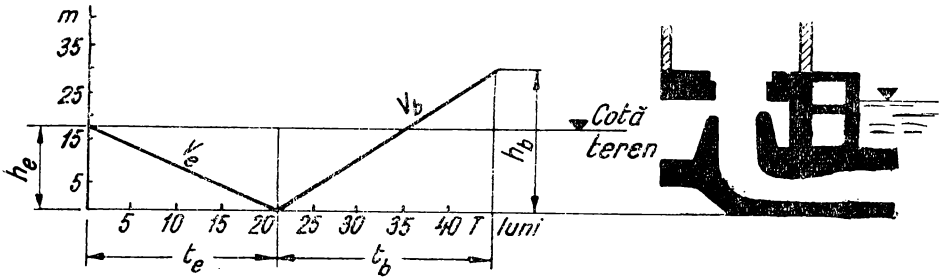



Fig. XVIII. 132. Viteze de execuţie pentru centrale.

În tabelul XVIII. 12 sînt date vitezele de execuţie la lucrările de excavaţii şi betonare la unele centrale fluviale, iar în tabelul XVIII.13 sînt date aceleaşi viteze pentru unele centrale hidroelectrice executate pe Bistriţa.

Vitezele de execuţie din tabelele XVIII.12 şi XVIII.13 pot fi utilizate în determinarea duratelor de execuţie a „activităţilor" excavaţii şi betonare infrastructură, cînd centrala analizată are condiţii similare cu cele din tabele, în faze preliminare de proiectare.

Pentru proiecte de execuţie este necesar ca graficele de execuţie să se întocmească detaliat, analizînd activităţi corespunzătoare fiecărei operaţii distincte (de exemplu: îndepărtarea stratului vegetal, excavaţii aluviuni, excavaţii stîncă, betonare lamele 1 radier aspirator etc.).

După analizarea detaliată a acestor operaţii, se obţin duratele de execuţie, printre care $t_e$ şi $t_b$, deci şi vitezele de execuţie $v_e$ şi $v_b$.

Este indicat ca, pentru o verificare de ansamblu a ritmurilor de execuţie prevăzute să se compare vitezele de execuţie $v_e$ şi $v_b$ prevăzute cu cele ale unor lucrări similare executate, de felul celor cuprinse în tabelele XVIII.12 şi XVIII.13.

## 6.6. DATE ŞI INDICI PENTRU EVALUĂRI PRELIMINARE

Pentru estimarea costului părţii hidrotehnice şi de construcţii a centralelor hidroelectrice, în fazele preliminare de proiectare, pot fi utilizaţi indici fizici şi de cost realizaţi la centrale cu caracteristici tehnice similare.

*Tabelul XVIII.12*

**Viteze de execuţie la lucrările de excavaţii şi betonare la unele centrale hidroelectrice fluviale**

| Nr. crt. | Denumirea centralei hidroelectrice | Data punerii în funcţiune | $h_e$ m | $h_b$ m | $t_c$ luni | $t_b$ luni | $t_c + t_b$ luni | $V_e$ m/lună | $V_b$ m/lună |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Jochenstein-Austria | Mai 1955 | 16,00 | 29,50 | 12,00 | 15,00 | 27,00 | 1,33 | 1,97 |
| 2 | Kahovka-U.R.S.S. | Oct. 1955 | 16,00 | 31,40 | 19,80 | 18,00 | 37,80 | 0,81 | 1,74 |
| 3 | V. I. Lenin-Volga, U.R.S.S. | Dec. 1955 | 26,00 | 40,80 | 29,40 | 26,80 | 56,20 | 0,88 | 1,52 |
| 4 | Kremenciug, U.R.S.S. | Dec. 1959 | 16,50 | 27,00 | 26,10 | 23,20 | 49,30 | 0,70 | 1,16 |
| 5 | Cohren, S.U.A. | 1958 | 8,00 | 26,00 | 6,00 | 11,00 | 17,00 | 1,33 | 2,36 |
| 6 | Volgograd, U.R.S.S. | Dec. 1958 | 30,00 | 40,60 | 27,00 | 49,60 | 76,60 | 1,11 | 0,82 |

*Tabelul XVIII.13*

**Viteze de execuţie la lucrările de excavaţii şi betonare la unele centrale hidroelectrice executate pe Bistriţa**

| Denumirea centralei hidroelectrice | Anul punerii în funcţiune | Adincimea de excavare $h_e$ m | Înălţimea infrastructurii $h_b$ m | Durata execuţiei excavaţiilor $t_e$ luni | Durata execuţiei betonării infrastructurii $t_b$ luni | $t_c + t_b$ luni | Viteza de execuţie a excavaţiilor $V_e$ m/lună | Viteza de execuţie a betonării $V_b$ m/lună | Observaţii |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| V. I. Lenin-Stejaru | 1960 | 26,00 | 26,00 | 46,00 | 30 | 76,00 | 0,57 | 0,87 | — |
| Pîngăraţi | 1964 | 14,00 | 20,00 | 6,00 | 6 | 12,00 | 2,34 | 3,34 | — |
| Costişa | 1964 | 20,00 | 14,85 | 6,00 | 5 | 11,00 | 3,33 | 2,96 | — |
| Vaduri | 1966 | 9,80 | 18,50 | 1,80 | 5 | 6,80 | 5,00 | 3,70 | Numai excavaţii în stîncă |
| Bacău I | 1966 | 20,00 | 19,36 | 9,00 | 5 | 14,00 | 2,22 | 3,89 | — |

Dacă asemenea indici nu pot fi găsiți direct pentru situația dată, ei pot fi calculați pe baza datelor caracteristice ale centralei (tabelul XVIII.14).

În [23] se dau tabele cu date caracteristice ale unor numeroase centrale din alte țări.

**Date caracteristice ale unor centrale**

| Denumirea centralei hidroelectrice | Anul intrării în funcțiune | Tipul centralei | Puterea instalată MW | Producția de energie GWh | Nr. și tipul grupurilor | Debitul instalat $m^3/s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| V. I. Lenin | 1960 | *D* | 210,00 | 490 | $4F_v + 2F_v$ | 178 |
| Pîngărați | 1964 | *B* | 22,40 | 60 | $2K_v$ | 180 |
| Vaduri | 1966 | *D* | 44,00 | 110 | $2K_v$ | 200 |
| Costișa | 1964 | *D* | 14,00 | 82 | $2K_v$ | 84 |
| Bacău I | 1966 | $B_d$ | 23,60 | 76 | $2K_v$ | 180 |
| Bacău II | 1966 | *D* | 31,00 | 92 | $4K_v$ | 180 |

*Notații*: *D* = de derivație; *B* = baraj; $B_d$ = baraj pe derivație; $F_v$ = Francis ver-

*Tabelul XVIII.15.*

**Indici fizici pentru unele centrale hidroelectrice executate pe Bistrița**

| Denumirea centralei hidroelectrice | Tipul centralei | Volumul total de beton / Volumul construit al infrastructurii | Armături la 1 $m^3$ beton kg | Cofraj la 1 $m^3$ beton $m^2$ |
|---|---|---|---|---|
| Pîngărați | *B* | 0,700 | 53,30 | 0,87 |
| Vaduri | *D* | 0,568 | 65,70 | 1,53 |
| Costișa | *D* | — | 97,70 | 1,60* |
| Bacău I | $B_d$ | 0,580 | 62,30 | 1,05 |
| Bacău II | *D* | 0,550 | 77,00 | 1,47 |

*Notații*: *B* este centrală-baraj;
*D* — centrală de derivație;
$B_d$ — centrală baraj pe derivație;
* — inclusiv conducta forțată.

Indicii fizici cei mai reprezentativi pentru centrale sînt: $m^3$ · sală mașini/kWi; $m^3$ · excavații/kWi și $m^3$ · betoane/kWi. În condițiile utilizării acestora pentru centrale de același tip, avînd debitul instalat $Q$ și căderea $H$, cît mai apropiate de centrala analizată.

*Tabelul XVIII.14*

**hidroelectrice de pe Bistrița**

| Căderea statică maximă m | Diametrul rotorului m | Distanța dintre axele grupurilor m | Tensiunea generatorului kV | Pod rulant | | Stații de transformare ale centralei kV |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Desc. m | Capacitatea tf | |
| 149,00 | — | 19,00 ; 15,50 | 10,50 | 12,00 | 2×125 | 35, 110, 220 |
| 14,40 | 4,10 | 14,00 | 6,30 | 13,00 | 1×125 | 110 |
| 26,00 | 4,00 | 15,00 | 10,50 | 13,00 | 1×160 | 110 |
| 20,20 | 2,75 | 10,50 | 6,30 | 10,50 | 1×50 | 15/110 |
| 15,80 | 4,10 | 14,00 | 6,30 | 13,00 | 1×125 | 110 |
| 20,50 | 2,74 | 10,50 | 6,30 | 10,50 | 1×50 | 35 |

tical; $K_v$ = Kaplan vertical

Odată cunoscuți acești indici fizici precum și indicii de cost:

$$\text{lei/m}^3 \cdot \text{excavații} = \frac{\text{cost total excavații}}{\text{m}^3 \text{ total excavații}};$$

$$\text{lei/m}^3 \cdot \text{beton armat} = \frac{\text{cost total partea de constr. arhitectură (exclusiv excavații)}}{\text{m}^3 \text{ total beton armat}},$$

se poate afla costul părții hidrotehnice și de construcții a centralei

Deoarece indicii de cost lei/$m^3$ · excavații și lei/$m^3$ · beton armat variază în timp în funcție de numeroși factori, vor fi dați numai unii indici fizici caracteristici. Acești indici fizici reflectă în mod sintetic soluționarea centralei. La folosirea indicilor fizici trebuie să se țină seama că nu pot fi extinși decît asupra acelorași tipuri de centrală, la care parametrii principali ($P_i H$, nr. grupuri) sînt foarte apropiați (tabelele XVIII.15 și XVIII.16).

La centrala Gh. Gheorghiu-Dej-Argeș s-au realizat următorii indici fizici:

— volumul excavat pentru centrală 51 000 $m^3$;

— volumul excavat pentru centrală raportat la puterea instalată 0,232 $m^3$/kWi

*Tabelul XVIII.16*

**Volume specifice ale sălii mașinilor centralelor hidroelectrice (după M. Mainardis)**

| Tipul centralei | Tipul turbinei | Căderea m | Puterea unitară a grupului kW | Volumul $m^3/kW$ (instalat) |
|---|---|---|---|---|
| Aeriană | | 1 740 | 36 800 | 0,19 |
| Subterană | | 1 472 | 2 200 | 0,80 |
| Aeriană | | 800 | 15 100 | 0,30 |
| Aeriană | | 770 | 7 360 | 0,32 |
| Aeriană | | 666 | 9 400 | 0,36 |
| Subterană | | 650 | 41 000 | 0,13 |
| Aeriană | Pelton | 540 | 30 000 | 0,24 |
| Aeriană | | 525 | 14 000 | 0,26 |
| Subterană | | 500 | 20 000 | 0,23 |
| Aeriană | | 470 | 15 100 | 0,25 |
| Aeriană | | 300 | 55 000 | 0,20 |
| Subterană | | 252 | 33 000 | 0,21 |
| Subterană | | 213 | 13 200 | 0,30 |
| Subterană | | 160 | 14 700 | 0,41 |
| Subterană | Francis | 154 | 12 500 | 0,38 |
| Aeriană | | 106 | 17 600 | 0,47 |
| Aeriană | | 105 | 15 200 | 0,48 |
| Aeriană | | 100 | 11 900 | 0,67 |
| Aeriană | | 58 | 2 940 | 1,16 |
| Subterană | | 45 | 11 500 | 0,49 |
| Subterană | | 26 | 8 850 | 0,61 |
| Aeriană | | 26 | 3 610 | 0,80 |
| Aeriană | Kaplan | 16 | 1 600 | 2,75 |
| Aeriană | | 12,80 | 5 600 | 1,30 |

## BIBLIOGRAFIE

1. Becin, A. *Soorujenie cotlovanov ghidrouzlov.* Moscova, Gossenergoizdat, 1961.
2. Benes, St., Faur, E. și Mănescu, M. *Susținerea cu ancore și torcret.* București, Editura tehnică, 1967.

3. Bergeron, L. *Du coup de bélier au coup de foudre.* Paris, Editura Dunod, 1950.
4. Bestchinsky, A. şi Reznikovski. A. *Hidroelectric power in the centralized power economy of the future.* W.P.C. Oct. 1966.
5. Caracostea, A. ş.a. *Manualul pentru calculul construcţiilor.* Bucureşti, Editura tehnică, 1959.
6. Cogălniceanu, Al. şi Iorgulescu, Fl. *Orientări actuale în hidroenergetică* Bucureşti, Editura tehnică, 1967.
7. Cuperman, V. Mazur, A., Mostov, A. şi Prumac, L. *Podzemnie ghidroelectrostanţii.* Moscova, Gossenergoizdat, 1957.
8. Dandurov, I. M. *Tonneli.* Moscova, Transjeldorizdat, 1962.
9. Davis, C. V., *Handbook of applied hydraulics.* New York, Editura Mc. Graw-Hill Book Co, 1952.
10. Feodorov, A. S. *Lucrări miniere principale.* Editura tehnică, Bucureşti, 1963.
11. Ginocchio, R. *Aménagements hydroélectriques.* Paris, Editura Eyrolles, 1959.
12. Grişin, M. M. *Construcţii hidrotehnice* (trad. din l. rusă). Bucureşti, Editura tehnică, 1959.
13. Groza, O. şi Cogălniceanu, Al. *Dezvoltarea hidroenergetică.* În: Energetica, Bucureşti, august, 1964.
14. Gubin, F. F. *Uzine hidroelectrice* (trad. din l. rusă). Bucureşti, Editura energetică, 1953.
15. Guja, V. *Stadiul actual şi posibilităţi de îmbunătăţire în proiectarea centralelor hidroelectrice.* Bucureşti, Sesiunea tehnico-ştiinţifică a Institutului de Studii şi Proiectări Energetice, 1963.
16. Guja, V. şi Ileana, N. *Unele măsuri pentru reducerea duratei de execuţie a construcţiilor hidroenergetice.* Bucureşti, Simpozionul Institutului de Construcţii Bucureşti, 1964.
17. Jaeger, Ch. *Hydraulique technique* Paris, Dunod, 1954.
18. Kieser, A. *Druckstollenbau.* Wien, Editura Springer, 1960.
19. Lawton, F. *Underground hydroelectric power stations.* În: The Engineering Journal, ianuarie, 1959.
20. Lihaciov, P. ş.a. *Metode de calcul a stabilităţii şi rezistenţei construcţiilor hidrotehnice.* Bucureşti, Editura tehnică, 1963.
21. Luca, Gh. *Contribuţii la calculul static al căptuşelilor tunelurilor hidrotehnice sub presiuni.* Lucrare de dizertaţie. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1964.
22. Ludin, A. *Wasserkraftanlagen.* Berlin, Editura Springer, 1934.
23. Mainardis, M. *Centrali elettriche.* Milano, Editura Hoepli, 1959.
24. Mateescu, Cr. *Uzina hidroelectrică 16 Februarie, Argeş. Bazele proiectării şi alegerea schemei de amenajare.* În: Hidrotehnica Gospodărirea Apelor, Meteorologia, Bucureşti, nr. 1, 1965.
25. Mateescu, Cr. şi Sipiceanu, M. *Uzina hidroelectrică Moroeni.* În: Energetica, Bucureşti, nr. 12, 1960.
26. Morozov, A. A. *Utilizarea energiei apelor* (trad. din l. rusă). Bucureşti, Editura tehnică, 1952.
27. Mosonyi, E. *Water power development.* Budapesta, Editura Academiei de Ştiinţe Ungare, 1963.
28. Mostcov, M. A. *Principiile proiectării hidroenergetice* (trad. din l. rusă). Bucureşti, Editura tehnică, 1951.
29. Pavel, D. *Căderi de apă şi maşini hidraulice.* Bucureşti, Institutul Politehnic, 1944.
30. Pavel, D. *Hidroenergetica generală.* Bucureşti, Editura tehnică, 1951.
31. Pavel, D. şi Prişcu, R. *Uzina hidroelectrică Sadu V.* În: Energetica, Bucureşti, nr. 12, 1965.

32. P leș c o v, Ia. F. *Regularizarea debitului rturilor* (trad. din l. rusă). București, I.D.T., 1963.
33. P r e s s, H. *Stauanlagen und Wasserkraftwerke.* Berlin, Editura Ernst & Sohn, 1954.
34. S c h o k l i t s c h, A. *Der Wasserbau.* Wien, Editura Springer, 1930.
35. S i p i c e a n u, M. și B o g d a n, S. *Concepții moderne la proiectarea și construcția centralelor hidroelectrice.* În : Energetica, București, nr. 4, 1967.
36. S t u c k y, A. *Cours d'aménagement des chutes d'eau.* Universitatea Lausane, 1951.
37. S t u c k y, A. *Druckwasserschlösser von Wasserkraftanlagen.* Berlin, Editura Springer, 1962.
38. Ț i m b a r e v i c i, P. M. *Susținerea lucrărilor miniere.* București, Editura tehnică, 1953.
39. T o m a, I. și B e r a r u, A. *Săparea rapidă a lucrărilor miniere orizontale.* București, Editura tehnică, 1966.
40. V a r l e t, H. *Aménagement, utilisation et prix de revient des usines hydrauliques.* Paris, Editura Eyrolles, 1958.
41. V a r l e t, H. *Usines de derivation.* Paris, Editura Eyrolles, 1959.
42. W o l f, W. *Current developments in hydro-electric plant design.* În : Journal of the Pawer Division. Procedings of the American Society of Civil Engineers, Nov., 1961.
43. Z u r a b o v, G. și B u g a e v a, O. E. *Ghidrotehniceskie tonneli ghidroelectriceskih stanții.* Moscova, Gossnergoizdat, 1963.
44. *La couverture des pointes de charge dans les réseaux électrique.* Genève, CEE-ST/ECE/EP 19 Nations Unies, 1963.
45. *Méthodes utilisées pour évaluer les ressources hydroélectriques techniquement ou économiquement exploitables.* În : CEE-EP/WP2/Doc. de travail, nr. 36, 1966.
46. *Osnovnie polojenia po economiceschim rasciotam ghidroelectrostanție.* Moscova, Hidroproiect, 1966.

# SECȚIUNEA XIX
# ÎNDIGUIRI

Prof. dr. ing. **I. Vladimirescu**
Ing. **Gh. Hârjeu**, ing. **N. Moraru**

**CUPRINSUL**


1. Generalităţi (Ing. Gh. Hârjeu) . . . . . 489

1.1. Sistemul hidrotehnic de apărare împotriva inundaţiilor . . . . . 489
1.2. Clasificări . . . . . 490
1.3. Avantaje şi efecte negative ale lucrărilor de îndiguire . . . . . 492
1.4. Asigurarea hidrologică a unităţilor îndiguite şi a digurilor . . . . 493

2. Amplasamentul şi traseul digurilor (Ing. Gh. Hârjeu) . . . . . 497

2.1. Diguri longitudinale şi de remuu . . . . . 497
2.2. Diguri transversale şi de compartimentare . . . . . 499

3. Modificarea regimului hidrologic prin îndiguire (Prof. dr. ing. I. Vladimirescu) 500

4. Profilul transversal al digurilor (Prof. dr. ing. I. Vladimirescu) . . . . . 507

5. Terenul de fundaţie şi materiale de construcţie (Ing. N. Moraru) . . . . 516

5.1. Principalele caracteristici geotehnice ale pământurilor . . . . . 516
5.2. Materiale de construcţie pentru execuţia digurilor . . . . . 517
5.3. Stabilitatea digurilor în legătură cu pământurile din fundaţia şi din corpul digului . . . . . 520

6. Protecţia taluzurilor digurilor (Ing. N. Moraru) . . . . . 522

6.1. Generalităţi . . . . . 522
6.2. Lucrări principale de protecţie . . . . . 524

7. Lucrări speciale şi anexe (Ing. Gh. Hârjeu şi ing. N. Moraru) . . . . . 531

7.1. Lucrări de traversare prin corpul digului . . . . . 531
7.2. Platforme pe albii vechi . . . . . 533
7.3. Lucrări anexe . . . . . 534

8. Supraînălţarea digurilor (Ing. Gh. Hârjeu) . . . . . 535

9. Ruperea digurilor (Ing. N. Moraru) . . . . . 537

9.1. Cauzele ruperii digurilor . . . . . 537
9.2. Consecinţele ruperii digurilor . . . . . 538
9.3. Măsuri de localizarea breşelor şi refacerea digului . . . . . 539

10. Execuţia lucrărilor de îndiguire (Ing. N. Moraru) . . . . . 540

10.1. Documentaţia tehnică necesară execuţiei lucrărilor de îndiguire . . 540
10.2. Verificarea pe şantier a condiţiilor tehnice ale pământurilor folosite la execuţia digurilor . . . . . 540
10.3. Materializarea pe teren a lucrărilor proiectate . . . . . 541
10.4. Lucrări de pregătire a terenului pentru execuţia digului . . . . . 541
10.5. Execuţia terasamentelor . . . . . 542
10.6. Finisarea digului . . . . . 547

11. Exploatarea tehnică, măsuri speciale de apărare şi întreţinere a digurilor (Ing. N. Moraru) . . . . . 547

11.1. Exploatarea tehnică a digurilor . . . . . 547
11.2. Măsuri speciale de apărare . . . . . 548
11.3. Întreţinerea digurilor . . . . . 549

*Bibliografie* . . . . . 550

# 1. GENERALITĂȚI

## 1.1. SISTEMUL HIDROTEHNIC DE APĂRARE ÎMPOTRIVA INUNDAȚIILOR

Inundațiile, produse prin revărsarea apelor superficiale peste anumite teritorii așezate în zonele mai joase pot afecta centre populate, terenuri agricole și diferite alte obiective, provocînd uneori pierderi de vieți omenești și pagube de proporții catastrofale.

Combaterea inundațiilor se poate realiza prin executarea unor lucrări speciale, cu grade de complexitate diferite, care în ansamblu alcătuiesc sistemul hidrotehnic de apărare împotriva inundațiilor.

Lucrările de combatere a inundațiilor, după rolul pe care îl îndeplinesc și după factorul asupra căruia acționează se pot împărți în 4 categorii :

— lucrări de regularizare a debitelor mari, alcătuite din bazine de acumulare, care rețin parțial sau total volumul undelor de viituri, pe care îl descarcă apoi treptat în limita capacității de transport a albiei minore. De cele mai multe ori volumele astfel acumulate se folosesc și pentru satisfacerea diferiților consumători de apă care se dezvoltă în zonă ;

— lucrări de regularizare a albiilor, executate pentru mărirea capacității lor de transport. Prin aceste lucrări se poate realiza evacuarea debitelor mari la niveluri mai joase ;

— lucrări de derivare a apelor mari în alte bazine sau artere transportoare de apă, care au o capacitate suficientă pentru evacuarea surplusului de debite. În această categorie pot fi incluse și lucrările de interceptare, la limita zonei inundabile, a apelor care se scurg de pe teritorii învecinate și conducerea lor spre un emisar cu capacitate de evacuare suficientă ;

— lucrări de îndiguire, care împiedică nemijlocit revărsarea apelor peste teritoriile inundabile.

Apărarea împotriva inundațiilor se poate realiza fie prin executarea unei scheme hidrotehnice simple, alcătuită din lucrări care se încadrează într-o singură categorie din cele arătate, fie prin executarea unei scheme complexe, care cuprinde lucrări de mai multe categorii. Alegerea celei mai corespunzătoare soluții se face pe baza unei analize tehnico-economice comparative a diferitelor variante care pot fi luate în considerație. În multe cazuri, combaterea inundațiilor trebuie privită ca o problemă complexă de gospodărire a apelor.

În cele ce urmează se tratează lucrările de îndiguire pentru apărare împotriva inundațiilor.

## 1.2. CLASIFICĂRI

Orice fel de îndiguire produce o modificare a regimului natural de scurgere. Privite sub acest aspect, îndiguirile ar putea fi considerate ca făcînd parte din sfera largă a lucrărilor de regularizare a scurgerii.

În mod practic însă, plecînd de la criteriul funcțiunii determinante, digurile se pot clasifica în două grupe :

— diguri de regularizare propriu-zise, a căror execuție este determinată de funcțiunea de dirijare a curentului de apă. În această grupă intră digurile de dirijare la poduri, ecluze, stăvilare etc. precum și digurile longitudinale pentru stabilizarea și regularizarea albiilor. Problemele specifice acestor diguri se tratează în Secțiunea XVI ;

— diguri de apărare, a căror execuție este determinată de funcțiunea de apărare împotriva inundațiilor. În această grupă intră toate digurile care se execută în scopul apărării împotriva inundațiilor a centrelor populate, terenurilor agricole și altor obiective.

Bineînțeles, la proiectarea și execuția digurilor de apărare trebuie să se țină seamă și de regulile care asigură o dirijare corespunzătoare a curentului de apă.

Pe baza criteriului sursei care provoacă inundațiile nedorite, digurile de apărare se pot clasifica astfel :

— diguri fluviale care apără terenuri sau alte obiective împotriva inundațiilor provocate de cursurile de apă ;

— diguri din zona lacurilor naturale sau artificiale care împiedică inundațiile provocate de nivelul variabil al acestora ;

— diguri marine, care împiedică inundațiile provocate de apele mărilor sau oceanelor.

Digurile fluviale sînt puse sub sarcină temporar, pe durata viiturilor, care poate să varieze de la cîteva zile la rîuri mici, la cîteva luni la rîuri mari. Uneori ele pot fi solicitate și iarna datorită formării zăpoarelor. Cînd durata apelor mari este scurtă, curba de infiltrație prin corpul digului nu are timp să se stabilizeze. De obicei, apele rîurilor încărcate cu aluviuni la viituri produc o colmatare treptată a taluzului amonte, afară de cazul în care în corpul digului există căi de infiltrație locale (fisuri, goluri, galerii de rozătoare etc.), prin care se produce un curent mai puternic de infiltrații care poate antrena materialul din dig.

Digurile din zona lacurilor se află sub sarcină de obicei un timp mai îndelungat, retenția avînd uneori caracter de lungă durată. De cele mai multe ori sînt necesare măsuri speciale de impermeabilizare și protecție împotriva acțiunii valurilor. Apele lacurilor avînd cantități reduse de material solid în suspensie nu produc în timp o colmatare sensibilă a taluzului amonte.

Digurile marine apără terenurile limitrofe joase împotriva inundării produse de maree (flux) și de ridicarea nivelului mării sub acțiunea vîntului. În acest caz, digurile sînt sub sarcină temporar, dar acțiunea valurilor poate fi puternică și impune luarea unor măsuri de protecție speciale. Uneori se construiesc diguri pentru izolarea unor golfuri marine puțin adînci, care pot fi desecate și date agriculturii, cum este cazul golfului Zuiderzee din Olanda. Asemenea diguri se află sub sarcină aproape permanent și construcția lor este deosebit de pretențioasă.

Sub aspectul condițiilor de apărare sau a poziției coronamentului față de nivelurile din sursa de inundații, o clasificare mai veche, cu un oarecare caracter empiric, dar destul de răspîndită, împarte digurile în două categorii : diguri insubmersibile și diguri submersibile.

Caracterul empiric al acestei clasificări rezultă din faptul că nu există un temei științific pentru a se putea afirma că niciodată nu se va produce un nivel de apă mai

înalt decît coronamentul unui dig. Clasificarea trebuie înțeleasă în sensul că digurile insubmersibile se construiesc astfel încît probabilitatea de depășire a coronamentului lor să fie mică (o dată la 30—o dată la 1 000 ani), iar la digurile submersibile depășirea coronamentului se realizează relativ frecvent la ape mari (anual sau o dată la cîțiva ani).

Digurile submersibile se execută în cazurile în care apare rațional să se realizeze inundarea teritoriului în perioada apelor maxime și apărarea lui în restul anului. La stabilirea soluției cu diguri submersibile trebuie avut în vedere că prin deversarea apei peste coronamentul digurilor de pămînt s-ar putea produce degradarea digului. Pentru evitarea distrugerii digului se pot localiza zonele de deversare numai în anumite porțiuni unde se prevăd lucrări de protecție speciale care să reziste la deversare.

După poziția față de direcția principală de curgere, digurile se pot împărți în trei grupe :

— diguri longitudinale, amplasate în lungul direcției de curgere a sursei de inundare sau în lungul malului ;

— diguri transversale, amplasate transversal pe direcția principală de curgere sau transversal față de mal;

— diguri de remuu, amplasate pe malurile afluenților în apropierea zonelor de confluență.

Digurile longitudinale pe cursurile de apă sînt supuse acțiunii mecanice de erodare a curentului dacă acesta are viteze mari lîngă dig și acțiunii valurilor longitudinale și transversale. Dacă acțiunea curentului și a valurilor este mai puternică trebuie luate măsuri speciale de protecție a digului fie prin lucrări aplicate pe taluz (cleionaje, anrocamente, pereuri etc.), fie prin lucrări care micșorează viteza curentului sau energia valului (perdele de protecție, traverse etc.).

Digurile transversale se execută de obicei pentru realizarea închiderii îndiguirii în malul înalt. De multe ori, digurile transversale sînt supuse unei acțiuni puternice a valurilor, în fața lor realizîndu-se la revărsări suprafețe întinse de apă cu lungimi mari de formare a valurilor.

Digurile de remuu, care se construiesc pe afluenți în zone de confluență, se caracterizează prin faptul că se află atît sub influența cursului principal, cît și a afluentului. Zona de influență comună este variabilă, depinzînd de coincidența regimurilor de curgere de pe cursul principal și afluent. În cazul digurilor din zonele de vărsare în mare, situația este asemănătoare, regimul nivelurilor fiind influențat atît de curgerea fluviului cît și de variația nivelului mării datorită mareelor sau vîntului.

După poziția față de teritoriul apărat, digurile se pot clasifica în : diguri de contur și diguri de compartimentare.

Digurile de contur sînt de obicei digurile principale de apărare construite ca să nu fie depășite de apele mari la asigurarea prescrisă. Prin înălțimea digurilor de contur se fixează de fapt nivelul apelor mari pînă la care teritoriul sau obiectul respectiv poate fi apărat împotriva inundării, în cadrul condițiilor și măsurilor asigurate în mod obișnuit în perioada de apărare.

În principiu, digurile de compartimentare au rolul de-a fragmenta teritoriul apărat prin digurile de contur în suprafețe mai mici pentru a micșora amploarea calamităților care se pot produce în cazul ruperii accidentale a digurilor de contur. Deci digurile de compartimentare trebuie considerate ca măsuri de siguranță suplimentare, care se iau pentru cazul în care ruperea digurilor de contur s-ar produce datorită unor cauze accidentale, care nu pot fi eliminate în întregime prin măsurile normale de proiectare, execuție și întreținere (de exemplu existența unor găuri invizibile de rozătoare sau a

unor puncte slabe în dig din cauza unor condiţii geotehnice defavorabile, care nu au putut fi detectate prin studii, sau chiar puncte cu defecţiuni de execuţie neobservate sau neremediate latimp). Ruperile accidentale de diguri pot fi rezultatul şi urmarea unor acţiuni militare.

În afară de criteriile speciale care trebuie avute în vedere cînd se proiectează în cadrul unei scheme de ansamblu un sistem de îndiguiri cu diguri de compartimentare, deseori astfel de diguri se realizează ca urmare a executării succesive şi eşalonate în timp a lucrărilor de apărare. În acest caz, necesitatea închiderii îndiguirii anumitor suprafeţe mai mici în nişte termene date conduce la executarea unor diguri transversale de închidere, care la început au rol de diguri de contur şi apoi devin diguri de compartimentare după îndiguirea suprafeţelor alăturate.

## 1.3. AVANTAJE ŞI EFECTE NEGATIVE ALE LUCRĂRILOR DE ÎNDIGUIRE

Avantajele lucrărilor de îndiguire sînt evidente şi rezultă din rolul lor de apărare împotriva inundaţiilor şi de dirijare a curentului de apă. Efectele favorabile, sociale şi economice, ale lucrărilor de îndiguire de multe ori sînt foarte mari ca urmare a reducerii pagubelor, uneori catastrofale ale inundaţiilor şi creării condiţiilor pentru valorificarea intensivă a unor teritorii întinse. Însă, alături de avantaje îndiguirile produc deseori şi efecte negative importante, care pot avea urmări grave. De aceea, se impune ca la analizarea problemei oportunităţii unei îndiguiri să se studieze temeinic şi consecinţele negative ale acesteia.

Astfel, prin reducerea secţiunii de curgere se produce un remuu pozitiv care se extinde în spre amonte creînd suprainălţări de niveluri faţă de regimul neîndiguit şi mărind inundabilitatea obiectivelor şi terenurilor rămase neapărate.

Digurile de apărare împotriva inundaţiilor provocate de revărsările rîurilor scot deseori suprafeţe importante din funcţia de atenuare a viiturilor pe care o aveau înainte. Ca urmare a desatenuării care se produce, debitele în spre aval cresc faţă de regimul neîndiguit şi implicit cresc şi nivelurile.

Viteza de translaţie a undelor de viitură se măreşte în sectoarele îndiguite şi ca urmare se produce şi o modificare a regimului de compunere cu undele de viituri aduse de afluenţi.

Regimul pantelor şi vitezelor în general se modifică atît în sectoarele îndiguite cît şi în afara lor. Ca urmare se modifică şi regimul depunerilor şi eroziunilor. Debitul solid şi regimul depunerilor se modifică la rîuri îndiguite şi datorită faptului că în zonele inundabile după îndiguire nu se mai produc depuneri, iar aluviunile respective sînt transportate în zonele din aval unde măresc cantităţile de materiale depuse. În felul acesta, la rîuri îndiguite pe sectoare mari se produce deseori fenomenul de ridicare treptată a fundului albiei minore însoţit de ridicarea nivelurilor. Există cazuri cînd fundul albiei minore la rîuri îndiguite, bogate în aluviuni, se ridică peste nivelul suprafeţelor îndiguite, rîul ajungînd să curgă în rambleu, între diguri care trebuie mereu suprainălţate.

Prin rolul de dirijare a curentului de apă şi prin modificarea regimului debitelor şi vitezelor, îndiguirile pot produce şi modificări în regimul eroziunilor.

Îndiguirile produc modificări şi în regimul apelor freatice. De obicei, în zonele îndiguite se produce o coborîre generală a nivelului apelor freatice, dacă se asigură o evacuare corespunzătoare a apelor în exteriorul perimetrului apărat. Există însă şi situaţii, cum este cazul îndiguirilor din zona nivelurilor de retenţie create prin baraje,

cînd după îndiguire nivelul apelor freatice are tendința să crească, dacă nu se iau măsuri speciale.

Scoaterea de sub efectul inundațiilor periodice și modificarea regimului apelor freatice după îndiguire poate să producă modificări importante și în regimul hidrosalin al solului. Procesele evolutive din sol sînt însă strîns legate de ansamblul lucrărilor de amenajare interioară precum și de modul de folosire a terenurilor îndiguite și de aceea analiza modificărilor produse trebuie făcută în funcție de toți factori care pot influența procesele respective.

Ținînd seama de importanța consecințelor pe care le pot avea lucrările de îndiguire este deci necesar ca odată cu analiza lor să se studieze și următoarele probleme:

— regimul modificat al debitelor și nivelurilor;
— regimul modificat al aluviunilor și al zonelor de eroziune și depunere;
— regimul modificat al apelor freatice;
— evoluția solului.

Ultimele două probleme trebuie studiate în cadrul efectului complex al lucrărilor de îndiguire, amenajare interioară și mod de folosire a terenului.

Este indicat ca lucrările de îndiguire de mai mare amploare să fie studiate în cadrul unei scheme de ansamblu de amenajare hidrotehnică în care să fie rezolvate problemele generale ale modificării regimului de scurgere.

## 1.4. ASIGURAREA HIDROLOGICĂ A UNITĂȚILOR ÎNDIGUITE ȘI A DIGURILOR

O problemă de cea mai mare importanță care trebuie rezolvată în proiectul unei îndiguiri este stabilirea nivelurilor de calcul și de verificare pe baza cărora se face dimensionarea lucrării.

Nivelurile de calcul se consideră acele niveluri la care îndiguirea trebuie să funcționeze cu garda și coeficienții de siguranță prescriși pentru condiții normale de exploatare.

Nivelurile de verificare se consideră acele niveluri la care îndiguirea, în condiții de exploatare excepționale, poate să continue să-și îndeplinească rolul de lucrare de apărare, admițîndu-se însă gărzi și coeficienți de siguranță mai reduși, cu luarea unor măsuri speciale de supraveghere și intervenție.

Probabilitatea de depășire a nivelurilor de calcul și de verificare (asigurarea), precum și condițiile normale sau excepționale de exploatare (gărzi, coeficienți de siguranță, măsuri speciale de apărare), se fixează prin acte normative sau studii speciale, în funcție de importanța obiectivului apărat.

Clasificarea construcțiilor după importanța lor și indicarea asigurărilor de calcul și verificare se face pe baza STAS 4273-61 și STAS 4068-53.

Asigurările indicate în STAS 4068-53 se referă la debitele maxime de calcul și verificare. Ele însă pot fi luate în considerație și pentru nivelurile de calcul și verificare.

Conform prevederilor STAS 4273-61 clasificarea lucrărilor de apărare, din care fac parte și digurile, se face în felul următor:

După specificul folosinței și importanța economică și socială se stabilește categoria lucrării conform tabelului XIX.1.

În cazul lucrărilor de îndiguire care apar necesare pentru apărarea unor instalații energetice, portuare sau de transport pe apă, categoria digului va putea fi stabilită pe baza categoriei lucrării respective pe care o apără.

*Tabelul XIX.1*

**Categoriile lucrărilor de apărare după specificul folosinței și importanța lor**

| Felul obiectului apărat | Criteriul | Limite | Categoria |
|---|---|---|---|
| Terenuri în cadrul lucrărilor de hidroameliorații agricole | Suprafața, în ha | Peste 20 000<br>Între 5 000 și 20 000<br>Sub 5 000 | 2<br>3<br>4 |
| Amenajări piscicole furajate | Suprafața, în ha | Peste 2 500 | 3 |
| Amenajări piscicole nefurajate | Suprafața, în ha | Peste 5 000 | 3 |
| Intreprinderi industriale | Importanța | Republicană<br>Locală | 1 sau 2<br>3 sau 4 |
| Lucrări ce deservesc așezări omenești | Numărul de locuitori | Peste 10 000<br>Între 10 000 și 2 000<br>Sub 2 000 | 2<br>3<br>4 |
| Căi ferate | Tipul căii | Normală categoria *I*<br>Idem *II*<br>Înguste | 2<br>3<br>3 sau 4 |
| Conducte și linii de transport | Importanța | Republicană<br>Locală | 2<br>4 |

După durata de funcționare, lucrările de apărare se împart în :

— permanente, care se proiectează pentru o durată de exploatare egală cu durata lor de existență ;

— provizorii, care se proiectează pentru o durată de exploatare mai mică decît durata lor posibile de existență, precum și lucrările provizorii din perioada de construcție a lucrărilor de bază.

După însemnătatea funcțională a unei lucrări în cadrul unui complex hidrotehnic, lucrările de apărare se pot împărți în :

— principale, care în caz de distrugere parțială sau totală ar provoca fie scoaterea din funcțiune a unității de producție, fie micșorarea considerabilă a capacității de producție, fie reducerea funcției de apărare a localităților ;

— secundare, care în caz de distrugere parțială sau totală nu atrag după ele efecte de natura celor menționate mai înainte.

După stabilirea categoriei și precizarea caracterului lucrării de apărare (permanentă sau provizorie, principală sau secundară), se face încadrarea în una din cele cinci clase de importanță :

— clasa *I*, construcții de importanță deosebită ;

— clasa *II*, construcții de importanță mare ;

— clasa *III*, construcții de importanță mijlocie;
— clasa *IV*, construcții de importanță redusă;
clasa *V*, construcții de importanță foarte redusă.
Determinarea clasei se face conform tabelului XIX.2.

*Tabelul XIX.2*

**Determinarea clasei lucrărilor de apărare**

| Împărțirea după durata și importanța funcțională | | Împărțirea pe categorii | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| | | Clasa construcțiilor | | | |
| Permanente | Principale | *I* | *II* | *III* | *IV* |
| | Secundare | *III* | *III* | *IV* | *IV* |
| Provizorii | Principale | *III* | *III* | *IV* | *IV* |
| | Secundare | *IV* | *IV* | *IV* | *V* |

Stabilirea clasei de încadrare precum și trecerea la o clasă superioară sau inferioară se face de organele de proiectare și se aprobă de forul tutelar al beneficiarului în condițiile indicate în standardele amintite.

Deoarece la lucrări de hidroameliorație agricole, clasa de încadrare a îndiguirilor este în funcție de mărimea suprafeței îndiguite, se poate ivi problema stabilirii clasei de încadrare cînd de exemplu în lungul unui curs de apă se îndiguiește o suprafață mai mare, compartimentată prin diguri în suprafețe mai mici, care ar corespunde unor clase inferioare de încadrare. În asemenea situație, teoretic, se poate lua în considerație adoptarea clasei de încadrare corespunzătoare suprafețelor compartimentate dacă prin inundarea unui compartiment, ca urmare a trecerii unei unde de viitură, care corespunde asigurării de verificare pentru întreaga suprafață, se produce o atenuare suficientă ca să se realizeze o aplatizare a undei respective de viitură pînă la nivelul de verificare a suprafeței unui compartiment. În caz contrar, prin depășirea nivelului de verificare corespunzător suprafeței unui compartiment, se poate produce o inundare succesivă a mai multor compartimente și deci pagube mai importante, corespunzătoare unei suprafețe inundate mai mari.

În general, rezolvarea acestei probleme necesită o analiză tehnico-economică în care să se țină seama de toate considerațiile specifice fiecărui caz.

O problemă nereglementată încă prin prescripții oficiale este stabilirea asigurării nivelurilor de calcul și verificare pentru diguri de apărare în zonele de confluență unde pot apărea două sau mai multe surse posibile de inundare a aceleeași suprafețe. În cadrul studiilor efectuate de colective de specialiști de la Institutul de Studii și Cercetări pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea apelor pentru lucrările de îndiguire de pe Dunăre s-a propus un principiu de calcul care constă în combinarea ecuațiilor hidraulice cu ecuațiile teoriei probabilităților.

Notînd cu $A$ evenimentul ca pe cursul principal, în amonte de confluență, să apară un debit mai mare sau egal cu o valoare dată $Q_1$ și cu $B$ evenimentul ca pe afluent să apară un debit mai mare sau egal cu $Q_2$, pentru realizarea unei asigurări $a$ a îndiguirii situate la confluență trebuie să existe următoarea relație de reuniune a evenimentelor $A$ și $B$:

$$a = p(A \cup B) = p(A) + p(B) - p(A \cap B),$$

unde: $p(A)$ este probabilitatea de apariție a evenimentului $A$;
$p(B)$ — probabilitatea de apariție a evenimentului $B$;
$p(A \cap B)$ — probabilitatea intersecției evenimentelor $A$ și $B$;

$$p(A \cap B) = p(A)\, p_A(B);$$

$$p(A \cap B) = p(B)\, p_B(A),$$

unde: $p_A(B)$ este probabilitatea evenimentului $B$ cînd evenimentul $A$ s-a realizat;
$p_B(A)$ — probabilitatea evenimentului $A$ cînd $B$ s-a realizat.

Cînd evenimentele $A$ și $B$ sînt independente:

$$p(A \cap B) = p(A)\, p(B)$$

și rezultă:

$$p(A \cup B) = p(A) + p(B) - p(A)p(B).$$

Deoarece, în general, incintele se îndiguiesc la asigurări cifrice mici, produsul $p(A)\, p(B)$ este mic, putînd fi neglijat în raport cu fiecare termen. Notînd $p(A) = a_1$ și $p(B) = a_2$ rezultă relațiile:

$$a \leqslant a_1 + a_2;\ a_1 \leqslant a;\ \ a_2 \leqslant a.$$

Pentru trasarea curbei suprafeței apei în zona comună de influență există o infinitate de combinații posibile a probabilităților pe afluent și cursul principal. Din acestea în general sînt determinante două:

$$p(A) = a_1 \text{ și } p(B) = 0{,}99;$$

$$p(A) = 0{,}99\ p(B) = a_2.$$

Valorile nivelurilor de diferite asigurări de calcul și verificare (curbele suprafeței apei) se calculează pentru perioade de funcționare caracteristice pentru îndiguirea respectivă, folosindu-se metodele hidrologice și hidraulice corespunzătoare. La calculul acestor niveluri în principiu trebuie să se țină seama de toate modificările care vor interveni în regimul de curgere ca urmare a activității omului și evoluției prevăzute a condițiilor naturale (executare de acumulări, derivații, îndiguiri, închideri de brațe, lucrări de regularizare a albiilor, colmatări etc.). În cazul în care nu se poate determina efectul cantitativ al acestor modificări viitoare, gradul de necunoaștere trebuie să se reflecte în mărimea gărzilor adoptate.

Problema nivelurilor provocate de zăpoare trebuie să constituie obiectul unei analize speciale. În această privință trebuie să se țină seama că îndiguirile în general nu au influență asupra fenomenului de formare a zăpoarelor, care de regulă se produc la niveluri conținute în albia minoră. Dar suprainălțările de nivel produse de zăpoare

sînt mai mari în regim îndiguit, iar ruperea zăpoarelor se produce mai repede decît în regim neîndiguit.

Pentru evitarea deversării şi distrugerii digurilor datorită zăpoarelor trebuie studiată oportunitatea măsurilor de prevenire sau combatere a acestora şi anume:

— rectificări de albii;
— curăţirea albiilor minore de obstacole (îngrămădiri de arbori căzuţi, bolovani etc.);
— folosirea spărgătoarelor de gheaţă;
— folosirea bombardamentelor sau explozivilor.

La calculul valurilor, asigurarea acestora poate fi luată astfel:

— pentru diguri de clasa *I* şi *II*, 1%;
— pentru diguri de clasa *III* şi *IV*, 3%.

## 2. AMPLASAMENTUL ŞI TRASEUL DIGURILOR

### 2.1. DIGURI LONGITUDINALE ŞI DE REMUU

La proiectarea digurilor se va avea în vedere că la ape mari ele au rolul de dirijare a curentului şi deci trebuie să se respecte regulile aplicate la regularizarea cursurilor de apă.

Cînd se prevede îndiguirea ambelor maluri ale unui curs de apă cu traseu rectiliniu sau slab meandrat se va urmări amplasarea digurilor aproximativ simetric faţă de axul cursului de apă şi pe cît posibil paralel între ele.

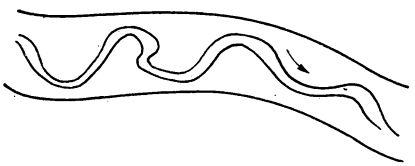


Fig. XIX.1. Traseul digurilor la cursuri de apă cu meandre pronunţate.

La cursurile de apă care au meandre pronunţate digurile vor avea un traseu lipsit de cotituri bruşte, urmărindu-se realizarea unui culoar de scurgere lină, de formă hidrodinamică avantajoasă, în lungul liniei generale a văii (fig. XIX.1).

Sectoarele rectilinii ale digurilor se vor racorda cu curbe line. Raza curbelor digurilor longitudinale se recomandă să nu fie mai mică decît $5B$ ($B$ = lăţimea curentului de apă sau a albiei active dacă pe malul inundat adîncimile sînt mici).

La racordare cu digurile transversale de închidere sau cu digurile de remuu razele minime se vor stabili pe baza unei analize a condiţiilor hidraulice locale urmărindu-se evitarea formării vîrtejurilor sau unor viteze locale mărite, care pot produce eroziuni ce pot periclita stabilitatea digului. Dacă există condiţii locale care împiedică adoptarea unor raze suficient de mari pentru evitarea eroziunilor, trebuie uate măsuri de consolidare în zona periclitată. În cazul în care se prevede într-un viitor apropiat con-

tinuarea îndiguririi în zonele din aval sau amonte, la racordare cu digurile transversale de închidere se pot admite raze mai mici cu luarea unor măsuri provizorii de consolidare. În orice caz, nu se recomandă adoptarea unor raze mai mici de 50 m. Dacă la niveluri care ajung la diguri se poate produce scurgerea de zai sau sloiuri, curbele de racordare la coturi şi strangulări trebuie mărite la 10 *B* pînă la 20 *B*, pentru micşorarea pericolului formării zăpoarelor.

Distanţa între diguri se stabileşte pe baza unor consideraţii tehnico-economice şi constructive, ţinînd seama să nu se realizeze viteze mari de erodare şi diguri prea înalte, a căror execuţie ar fi costisitoare şi ar necesita cantităţi mari de pămînt.

La stabilirea traseului digului este necesar să se evidenţieze zonele de eroziune activă ale malului şi vitezele medii anuale de progresare a acestor eroziuni. Digul se va amplasa la distanţă suficientă ca cel puţin 7—10 ani avansarea eroziunii să nu pericliteze stabilitatea digului, prevăzîndu-se în acelaşi timp posibilitatea executării ulterioare a digului pe un traseu retras. Aplicarea soluţiei de consolidare a malului sau retragerea digului în principiu trebuie să rezulte din calcule tehnico-economice. În general însă, soluţiile cu consolidări de maluri sînt mai costisitoare.

Distanţa minimă pînă la mal se stabileşte ţinînd seama de mărimea cursului de apă, de strangularea admisă, de suprafaţa necesară pentru gropi de împrumut, de menţinerea zonei de protecţie de 10—15 m şi alte consideraţii legate de traseu. Pentru rîurile de la noi din ţară această distanţă variază în general de la 30 pînă la 200 m.

În general, traseul va urmări cotele mai înalte ale terenurilor respectîndu-se indicaţiile de mai înainte.

La exteriorul digului se va urmări evitarea oricărui accident de teren (privale, jepşi, albii vechi, obstacole locale etc.) care ar putea contribui la formarea unui curent longitudinal puternic sau la realizarea unor viteze locale mari, care ar putea produce eroziuni în apropierea piciorului digului. Dacă nu se poate evita traversarea unor gîrle, privale sau alte zone depresionare se va urmări ca lungimea acestor traversări să fie minimă, iar amplasamentul să se aleagă în locurile cu cele mai favorabile condiţii geotehnice. Se va acorda o deosebită atenţie unor asemenea puncte.

La stabilirea traseului digului se va avea în vedere că din condiţia utilizării cît mai eficiente a suprafeţei îndiguite, în principiu, este indicat să se amplaseze gropile de împrumut în exterior şi deci trebuie să se asigure spaţiul necesar pentru ele în zonele cu material cît mai corespunzător pentru corpul digului.

O atenţie deosebită trebuie acordată condiţiilor geotehnice ale terenului şi carierelor de pămînt şi pentru cunoaşterea lor este necesar să se efectueze studii corespunzătoare. Deşi în principiu se pot găsi soluţii pentru executarea digurilor pe orice fel de terenuri, uneori măsurile care trebuie luate sînt costisitoare şi dificil de realizat. De aceea, trebuie să se urmărească evitarea amplasării traseului în zone cu condiţii geotehnice defavorabile. Se vor evita în special terenurile turboase sau mîloase afînate şi îmbibate cu apă.

Evitarea traversării zonelor de pădure unde sînt necesare defrişări pe ampriza digului şi a gropilor de împrumut trebuie să constituie de asemenea o preocupare la stabilirea traseului în măsura în care nu conduce la abateri însemnate de la celelalte condiţii care trebuie respectate.

Datorită multitudinii factorilor care determină alegerea unui traseu este necesar ca soluţia optimă să fie stabilită pe bază analizei comparative sub toate aspectele a mai multor variante. La această analiză se va avea în vedere că obiectivul principal al îndiguirii este în general realizarea apărării unei suprafeţe cît mai mari însă în condiţii tehnico-economice raţionale şi de securitate normală.

## 2.2. DIGURI TRANSVERSALE ŞI DE COMPARTIMENTARE

Digurile exterioare amplasate transversal pe direcţia generală a curgerii se execută de obicei pentru închiderea suprafeţei îndiguite în terenul mai înalt, neinundabil.

Traseul acestor diguri este în general determinat de 3 condiţii principale : lungime minimă, cote de teren pe traseu cît mai înalte şi condiţii geotehnice favorabile. Aceste condiţii de obicei corespund cu o delimitare a suprafeţelor inundabile în unităţi naturale. În unele cazuri însă, închiderea îndiguirilor se face în puncte determinate de lucrări executate anterior (terasamente pentru căi de comunicaţie, platforme pentru construcţii, îndiguiri executate etc.). De asemenea, sînt situaţii cînd unele condiţii de conjunctură (posibilităţi financiare limitate, mijloace de execuţie insuficiente ş.a.) impun realizarea închiderii unor suprafeţe mai mici, pe trasee care nu corespund unor delimitări naturale sau determinate de alte lucrări.

Condiţiile topografice şi geotehnice de pe traseele digurilor transversale adesea sînt mai grele decît la digurile longitudinale deoarece digurile transversale trec prin zone alcătuite din bălţi sau depresiuni aflate sub terasă. Soluţiile tehnice şi execuţia unor astfel de diguri prezintă dificultăţi mai mari şi de aceea alegerea traseului lor trebuie studiată cu deosebită grijă. La alegerea soluţiei trebuie să se ţină seama că aceste diguri sînt deseori mai solicitate decît digurile longitudinale, avînd de suportat o presiune de apă mai mare şi o acţiune mai puternică a valurilor, în timpul revărsării apelor. De aceea, cînd închiderea îndiguirii s-a făcut din motive de conjunctură pe alte trasee decît cele care corespund limitelor unităţilor naturale este indicat să se treacă, în cel mai scurt timp, la continuarea îndiguirii pînă la limita unităţilor naturale unde condiţiile de închidere sînt mai favorabile.

Digurile transversale interioare, denumite şi diguri de compartimentare, se deosebesc funcţional de cele de apărare exterioare şi de aceea trasarea lor se face pe baza unor considerente deosebite, legate de criteriile de fragmentare a suprafeţei apărate, în compartimente.

Aceste criterii trebuie să se bazeze pe principiul limitării pagubelor produse prin ruperea accidentală a digurilor exterioare de apărare.

Stabilirea mărimii compartimentelor, în principiu, trebuie făcută pe baza unei analize tehnico-economice comparative, bazate pe o probabilitate admisă de rupere şi în funcţie de amploarea pagubelor produse prin inundare. În cadrul unor studii efectuate cu ocazia îndiguirii luncii Dunării s-a folosit următoarea metodă teoretică pentru determinarea numărului şi mărimii compartimentelor :

— se iau în consideraţie cîteva variante de compartimentare în care variază numărul şi suprafaţa compartimentelor ;

— se determină valoarea investiţiei şi cheltuielile anuale pentru digurile de compartimentare ;

— se stabileşte valoarea pagubelor totale produse prin inundarea întregii suprafeţe şi a fiecărui compartiment din varianta de fragmentare studiată ;

— pentru o probabilitate de inundare accidentală admisă se stabilesc pentru toată suprafaţa şi pentru fiecare compartiment pagubele medii anuale. Din aceste pagube se scad cheltuielile anuale aferente digurilor de compartimentare şi se obţine efectul net al acestor diguri ;

— se împarte investiţia din digurile de compartimentare la efectul net şi se obţine timpul de recuperare. Soluţia mai bună se alege în baza analizei timpilor de recuperare obţinuţi.

În calculul care se face se admite fie o probabilitate egală de inundare pentru fiecare compartiment, fie, mai corect, o probabilitate proporţională cu lungimea digu-

rilor. În calculul pentru un compartiment se consideră că se evită pagubele datorită inundării numai a compartimentului vecin ca urmare a existenței digului de compartimentare respectiv.

Dificultățile practice ale acestei metode sînt legate de gradul de incertitudine în aprecierea probabilității de inundare accidentală și în evaluarea pagubelor produse la o inundare, deoarece acestea depind în general atît de momentul cînd se produce inundarea cît și de mărimea și durata nivelurilor de inundare. Aprecierea este cu atît mai corectă cu cît există mai multe date statistice asupra inundărilor accidentale produse la lucrări similare. Un calcul mai corect implică determinarea probabilității de inundare prin reducerea datelor statistice la unitatea de lungime de dig și apoi multiplicarea cu lungimile digurilor compartimentelor care se consideră că se inundă.

La stabilirea mărimii compartimentelor trebuie să se țină seama de existența centrelor populate și de dificultățile de evacuare a apelor și de refacere a digurilor. Astfel, de exemplu, la digurile din zona lacurilor de acumulare ale U.H.E. compartimentele se fac mai mici, deoarece pe lîngă pagubele directe provocate de inundare, pentru evacuarea apelor și refacerea digului, este necesară de obicei golirea lacului și oprirea uzinei.

## 3. MODIFICAREA REGIMULUI HIDROLOGIC PRIN ÎNDIGUIRE

Îndiguirea reducînd din lățimea luncii, dă loc la înălțări suplimentare la toate nivelurile care depășesc albia minoră și odată cu acestea, modificări în durata hidrografelor respective.

Pe sectoarele din amonte și aval de îndiguire, au loc efecte de remuu — pozitiv în amonte, negativ în aval.

Cînd se dispune de un material hidrologic mai bogat, modificările de nivel pot fi analizate prin folosirea ecuațiilor fundamentale ale mișcării nepermanente (fig. XIX.2), [1]:

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0;$$

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0, \qquad \text{(XIX.1)}$$

în condițiile inițiale și de limită:

$$t = t_0;\ Q = Q(x);\ Z = Z(x);$$

$$x = 0;\ Q = Q(t);$$

$$x = L;\ Q = Q(Z),$$

în care $\Omega$ este suprafața secțiunii udate la distanța $x$ și $K$ modulul de debit.

Pentru cazuri curente, înălțarea suplimentară maximă $h$ a hidrografului de calcul într-un profil transversal se determină în baza următoarelor date hidrologice-hidraulice:

— nivelul maxim asigurat al hidrografului în regim neîndiguit (fig. XIX.3);

— adîncimea medie a luncii la nivelul maxim $A$;

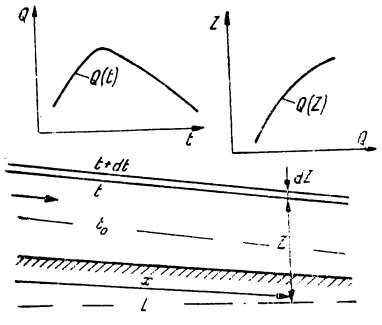



Fig. XIX.2. Elementele curgerii nepermanente.

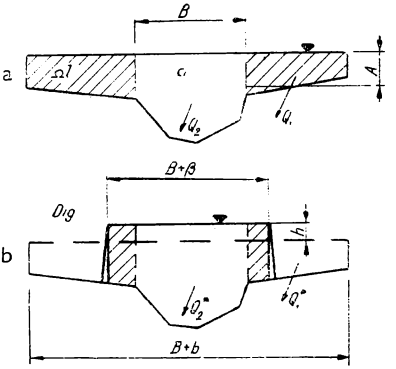



Fig. XIX.3. Efectul îndiguirii în secțiune transversală.

— panta longitudinală $J$ a oglinzii apei la nivelul maxim;

— suprafața secțiunii luncii la nivelul maxim;

— suprafața secțiunii udate a albiei minore, plus secțiunea suprapusă pînă la nivelul maxim $h$;

— lățimea albiei minore $B$;

— lățimea albiei majore = albia minoră + lunca = $(B + b)$;

— distanța $B + \beta$ între diguri la nivelul maxim;

— coeficienții de rugozitate $n_r$ și $n_1$ ai albiei minore, respectiv ai luncii la nivelul maxim;

— debitul corespunzător nivelului maxim cu notația din fig. XIX.3 și anume:

$Q_1$ este debitul parțial corespunzător secțiunii luncii în regim neîndiguit (fig. XIX.3, *a*);

$Q_1^*$ — debitul parțial corespunzător secțiunii luncii dintre diguri (fig. XIX.3, *b*);

$Q_2$ — debitul parțial corespunzător albiei minore plus secțiunea suprapusă în regim neîndiguit;

$Q_2^*$ — debitul parțial corespunzător albiei minore plus secțiunea suprapusă în regim îndiguit;

$\Delta Q$ — debitul atenuat prin acumulare pe sectorul îndiguit pînă în dreptul profilului transversal considerat.

Relația de bilanț al debitelor în cele două regimuri este:

$$Q_1 + Q_2 = Q_1^* + Q_2^* + \Delta Q; \qquad \text{(XIX.2)}$$

toate acestea în ipoteza unor modificări neglijabile în timp, a profilului și că durata nivelurilor maxime este cel puțin egală cu timpul cu care se tranzitează acele niveluri pe sectorul îndiguit pînă la profilul considerat. Termenii relațiilor (XIX.2) au valorile:

$$Q_1 = \frac{1}{n_l} J^{1/2} \Omega_l \left(\frac{\Omega_l}{b}\right)^{2/3};$$

$$Q_2 = \frac{1}{n_r} J^{1/2} \Omega_r \left(\frac{\Omega_r}{1{,}2B}\right)^{2/3};$$

$$Q_1^* = \frac{1}{n_l} J^{1/2} \left[\beta h + \Omega_1 - (b - \beta) A\right] \left[\frac{\beta h + \Omega_l - (b - \beta) A}{\beta}\right]^{2/3}; \quad \text{(XIX.3)}$$

$$Q_2^* = \frac{1}{n_r} J^{1/2} \left[\Omega_r + Bh\right] \left[\frac{\Omega_r + Bh}{1{,}2B}\right]^{2/3}.$$

Ecuația de calcul a înălțimii suplimentare $h$, fără termenul $\Delta Q$ în general neglijabil, este:

$$\frac{n_r}{n_l} \cdot \frac{\Omega_l^{5/3}}{b^{2/3}} + \frac{\Omega_r^{5/3}}{(1{,}2\ B)^{2/3}} = \frac{n_r}{n_l} \cdot \frac{1}{\beta^{2/3}} \left[\beta h + \Omega_l - (b - \beta) A\right]^{5/3} + \frac{(\Omega_r + Bh)^{5/3}}{(1{,}2\ B)^{2/3}}. \quad \text{(XIX.4)}$$

**Exemplu.** Date: $\frac{n_r}{n_l} = 1/2$; $B = 100$ m; $b = 1\,100$ m; $\beta = 100$ m;

$$A = 0{,}50 \text{ m}; \quad \Omega_r = 300 \text{ m}^2.$$

$\Omega_l = 1\,100 \times 0{,}50 = 550$ m², care introduse în ecuația (XIX.4) dau:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{550^{5/3}}{1\,100^{2/3}} + \frac{300^{5/3}}{(1{,}2 \times 100)^{2/3}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{100^{2/3}} \times$$

$$\times \left[100\ h + 550 - (1\,100 - 100)\ 0{,}50\right]^{5/3} - \frac{(300 + 100\ h)^{5/3}}{(1{,}2 \times 100)^{2/3}} = 0;$$

$$762 - \frac{1}{43} (100\ h + 50)^{5/3} - \frac{1}{23} (300 + 100\ h)^{5/3} = 0. \quad \text{(XIX.5)}$$

Făcînd pe rînd $h = 0$, $h = 0{,}30$ și $h = 0{,}50$ m se obține următorul tabel cu valorile termenului al doilea ale ecuației (XIX.5):

| $h$ | 0 | 0,30 | 0,50 |
|---|---|---|---|
| $N$ | + 93 | + 40 | − 0,50 |

din care se deduce că $N = 0$ pentru $h = 0{,}42$ m, care este valoarea căutată.

Verificarea sporirii vitezelor medii în regim îndiguit față de regimul neîndiguit se obține ținînd seama de (XIX.3) din relațiile:

$$\frac{v_{îndig}}{v} = \frac{Q_2}{Q_2} \cdot \frac{\Omega_r}{(\Omega_r + bH)}, \text{ pentru albia minoră;}$$
$$\frac{v_{îndig}}{v} = \frac{Q_1^*}{Q_1} \frac{\Omega_l}{[\beta h + \Omega_l - (b - \beta) A]}, \text{ pentru luncă.} \qquad \text{(XIX.6)}$$

Pînă la limita la care valoarea lui $v_{îndig}$ nu prezintă o situație defavorabilă din punctul de vedere al erodării patului și al malurilor este indicat a se face un calcul tehnico-economic pentru distanța optimă dintre diguri, respectiv a înălțimii suplimentare $h$.

În cazul în care pe sectorul dintre diguri sau imediat în aval nu sînt niveluri condiționate, linia nivelului maxim îndiguit în profil longitudinal se determină după procedeul arătat mai înainte din profil în profil (fig. XIX.4).

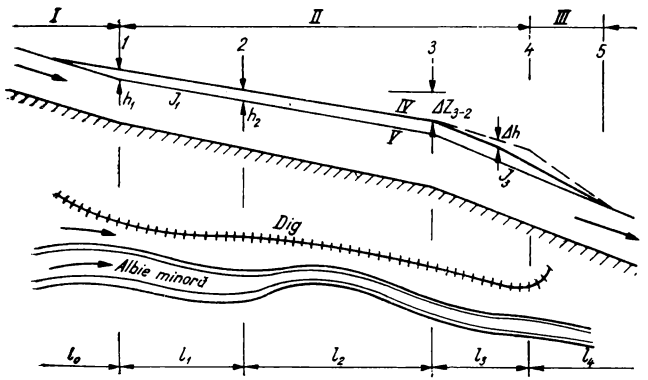



Fig. XIX.4. Determinarea nivelului maxim îndiguit:
*I* — remu amonte; *II* — sector îndiguit; *III* — remu aval; *IV* — nivel îndiguit; *V* — nivel neîndiguit; *1, 2, 3, 4* — profiluri de calcul.

În acest scop, se împarte sectorul de îndiguit în sectoare parțiale $l_1$, $l_2$, care, în limite practice, să aibă constante, următoarele elemente:

— panta superficială a oglinzii apei la nivelul maxim neîndiguit $J$;

— lățimea albiei minore plus lunca $B + b$;
— suprafața secțiunii albiei minore $\Omega_r$;
— raportul rugozităților $n_r/n_l$.

Pentru fiecare sector se alege un profil transversal căruia i se aplică calculul indicat mai înainte. În sectoarele imediat amonte $l_0$ și imediat aval $l_4$ sînt necesare calcule speciale; de asemenea, pentru determinarea influenței $\Delta h$ a remuului din aval asupra sectoarelor amonte.

În prima aproximație, sectorul îndiguit se va racorda parabolic sub raportul suprafeței libere a apei în amonte pe o distanță de circa $l_0 = 2h/J$ și în aval $l_4 = h/J$, unde $h$ este suprainălțarea din primul, respectiv din ultimul profil al sectorului îndiguit, iar $J$ este panta de calcul.

Se recomandă verificarea suprainălțărilor rezultate folosind și calculul hidraulic al mișcării gradual variate, mersul operațiilor fiind din aval către amonte și anume începînd de la punctul de racordare indicat mai înainte. Pentru un sector curent $l_2$, există relațiile:

$$\Delta Z_{3-2} = \frac{1}{2} n_r Q^2 \left[\frac{1}{K_3^2} - \frac{1}{K_2^2}\right] l_2, \qquad \text{(XIX.7)}$$

în care: $\Delta Z_{3-2}$ este diferența de cote între suprafața liberă, în profilul *3* și cea din profilul *2* (v. fig. XIX.4);
$n_r$ — coeficientul de rugozitate al albiei minore;
$Q$ — debitul maxim (fig. XIX.3) corespunzător nivelului maxim asigurat ($Q = Q_1 + Q_2$);
$K_3$, $K_2$ — modulurile de debit ale secțiunilor compuse din profilurile *3* și *2*, în mod curent avînd valoarea:

$$K = \frac{1}{n_r} \Omega_r a^{2/3} + \frac{1}{n_l} \Omega_l A^{2/3}, \qquad \text{(XIX.8)}$$

unde $a$ este adîncimea medie a secțiunii albiei minore plus secțiunea suprapusă, iar celelalte notații sînt conforme cu cele arătate anterior.

Prin inundarea unui polder, cauzată de o rupere accidentală a digului, unda de viitură în aval de accident se modifică în raport cu caracteristicile pătrunderii și înmagazinării apei în polder.

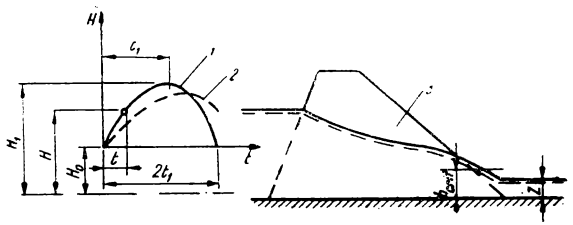



Fig. XIX.5. Cazul ruperii unui dig:
*1* — hidrograf; *2* — hidrograf modificat; *3* — dig accidentat.

Astfel se notează (fig. XIX.5), [2]:

$H_0$ este nivelul apei față de teren, în momentul producerii breșei în dig (accidentării) care corespunde debitului $Q_0$;
$H_1$ — nivelul maxim prezumtiv al viiturii (stabilit după prognoză);
$2t_1$ — durata prezumtivă a viiturii pînă ce nivelul ar redeveni $H_0$ (dacă digul nu ar fi accidentat);
$Z$ — nivelul în polder la timpul $t$ de la accidentare, socotit de la cota medie a terenului, în m;
$l$ — lungimea breșei;
$S$ — suprafața medie a polderului.

Cu premisa echivalării hidrografului cu o sinusoidă, în prima aproximație, există relația:

$$\frac{Z}{l} = 0{,}75\,\frac{\alpha}{S}\,y\,; \quad Z < H, \tag{XIX.9}$$

unde: $\alpha = (1{,}4 \ldots 1{,}8)\ m^{1/2}/s$;

$$y = \int_0^t \left[ H_0 + (H_1 - H_0)\ \sin\frac{\pi}{2}\cdot\frac{t}{t_1} \right]^{3/2} dt \quad [m^{3/2}/s].$$

Prin construcția grafică din fig. XIX.6 se determină și debitele $\Delta Q$, care se scad din hidrograful debitelor inițiale și conturează noul hidrograf din aval de breșa digului.

Ordinea de calcul este următoarea:

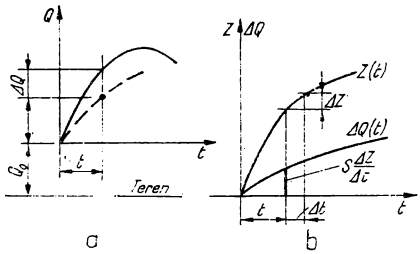



Fig. XIX.6. Determinarea hidrografului debitelor, aval de breșă.

Se construiește prin puncte în primul rînd curba inundării polderului $Z(t)$, folosind graficul din fig. XIX. 7, unde ordonatele $y^*$ și $t^*$ sînt adimensionale avînd valori în funcție de $y$ și $t$:

$$y^* = \frac{y}{t_1 H_0^{3/2}}\,; \quad t^* = \frac{t}{t_1}\,, \tag{XIX.10}$$

iar:

$$\beta = \frac{H_1}{H_0}\,.$$

Curba debitelor $\Delta Q\,(t)$ se trasează prin puncte din relația:

$$\Delta Q = \frac{S\,\Delta Z}{\Delta t}. \qquad \text{(XIX.11)}$$

În fine, din hidrograful inițial de debite se scad la timpii respectivi valorile $\Delta Q$ și se obține hidrograful aval de accident.

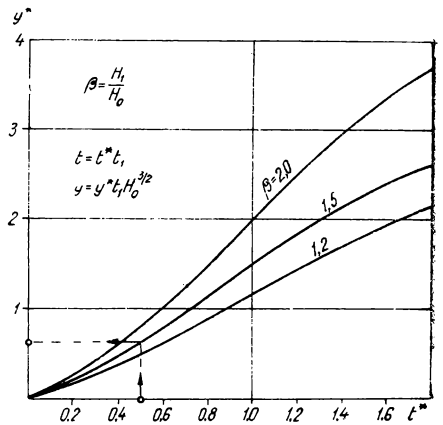



Fig. XIX.7. Grafic pentru calculul inundării polderelor (incinte îndiguite).

**Exemplu.** Date: digul s-a rupt la $H_0 = 2{,}00$ m și inundă polderul cu $S = 5\,000 \times 10^4$ m$^2$ formînd o breșă $l = 30$ m; $\beta = \dfrac{3}{2} = 1{,}5$; $\alpha = 1{,}5$; prognoza indică $H_1 = 3{,}00$ m cu $t_1 = 10 \times 86\,400$ s.

Se calculează diferite valori $Z$ după XIX.7. Pentru $t = 86\,400$ s:

$$t^* = \frac{5 \times 86\,400}{10 \times 86\,400} = 0{,}5,$$

care pe curba (fig. XIX.7) corespunzătoare raportului $\beta = 1{,}5$, conduce la $y^* = 0{,}65$; conform cu XIX.8 se obține mai departe:

$y = 0{,}65 \times 10 \times 86\,400 \times 2^{3/2} = 0{,}50$, iar $Z$ corespunzător (XIX.7):

$$Z = \frac{30{,}00 \times 0{,}75 \times 0{,}65 \times 10 \times 86\,400 \times 2^{3/2}}{5\,000 \times 10^4} = 1{,}07 \text{ m}.$$

Analog pentru $t = 10 \times 86\,400$ s rezultă $Z = 2{,}40$ m.

**Curba $Z(t)$** se construiește prin puncte conform cu fig. XIX.8. Timpul de egalizare **a nivelurilor** din rîu și din polder $t_e = 14 \times 86\,400$ s = 14 zile, dacă breșa rămîne **la aceleași** dimensiuni.

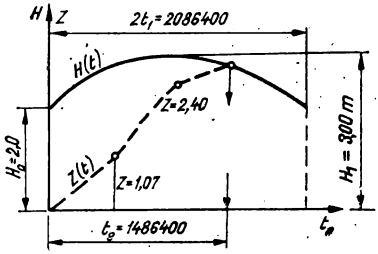



Fig. XIX.8. Exemplu de calcul al inundării unui polder.

## 4. PROFILUL TRANSVERSAL AL DIGURILOR

**Digurile sînt** masive de pămînt și în consecință au o formă a profilului transversal **corespunzătoare** modului de așezare a structurilor granulare. Această formă trebuie **în același timp** să asigure stabilitatea contra acțiunii apei din exterior, cît și din interior.

**Teoretic,** forma triunghiulară ar corespunde condițiilor de mai înainte. În mod **practic se** adoptă forma trapezoidală simplă sau trapezoidală compusă (fig. XIX.9, *a, b, c*).

**Ca elemente** ale formei profilului se consideră:

— **coronamentul** (baza superioară a trapezului), care poate fi plan sau cu **bombament;**

— **platformele** (care sînt coronamente intermediare);

— **ampriza** (sau baza digului);

— **taluzul** amonte (suprafața plană înclinată dinspre apă);

— **taluzul** aval (suprafața plană înclinată dinspre polder).

**În general,** coronamentul este nepavat și nu servește decît circulației organelor de **supraveghere** și de apărare. Lățimea minimă a coronamentului 2,50 m.

**În mod curent,** se adoptă ca lățime de coronament următoarele:

$b = 2{,}50 \ldots 3{,}00$ m, pentru diguri longitudinale la cursuri de apă de importanță secundară sub raportul suprafețelor apărate:

$b = 3{,}00 \ldots 4{,}00$ m, pentru diguri cu suprafețe importante apărate;

$b = 4{,}00 \ldots 6{,}00$ m, pentru diguri fluviale cu suprafețe apărate de peste 3 000 ha.

**Pentru** digurile de compartimentare, lățimea coronamentelor se reduce în proporție **de 25—30%** din valorile de mai înainte.

**Digurile din** interiorul centrelor populate și acelea care fac funcția și de artere **de circulație** curentă se vor trata, în ceea ce privește lățimea coronamentului, după

cerințele impuse de prescripțiile corespunzătoare sistematizării edilitare, respectiv construcției de drumuri; în nici un caz însă nu se vor da dimensiuni inferioare celor de mai înainte.

Taluzurile se caracterizează prin unghiul lor față de orizontală și anume prin tangenta $\frac{1}{m}$ sau cotangenta $m$.

Pentru profiluri trapezoidale simple și sub rezerva verificării se pot admite valorile din tabelul XIX.3 pentru taluzuri neprotejate.

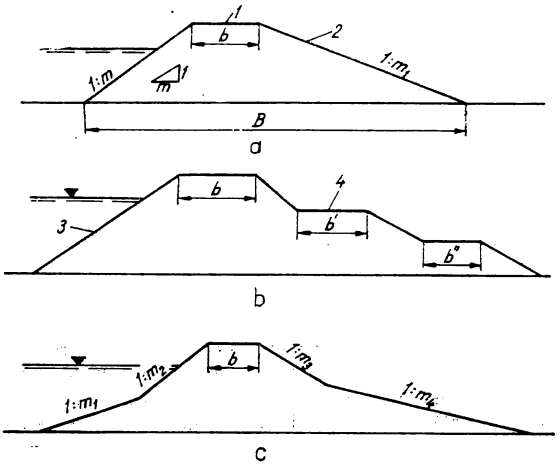



Fig. XIX.9. Profiluri transversale de dig:
*1* — coronament; *2* — taluz aval; *3* — taluz amonte; *4* — platformă; *5* — ampriză.

*Tabelul XIX.3*

**Valorile taluzurilor pentru profiluri trapezoidale simple**

| Natura pământului din dig | Riuri interioare $H_{max} \leqslant 2{,}50$ m | | Lunca Dunării $2{,}50\ \text{m} < H_{max} < 5{,}00$ m | |
|---|---|---|---|---|
| | $m$ amonte | $m_1$ aval | $m$ amonte | $m_1$ aval |
| Nisipuri fine prăfoase | 2—2,5 | 2—2,5 | 3 | 3,5—4,5 |
| Nisipuri argiloase și prafuri argiloase | 2 | 2 | 3 | 3—4 |
| Luturi nisipoase | 2 | 2 | 3 | 3 |
| Argile nisipoase | 2 | 1,5 | 2,5 | 3 |

Înălțimea de proiect a digului $H_d$ de deasupra terenului din ax este dată de relația :

$$H_d = H + H_s \,, \tag{XIX.12}$$

în care : $H$ este înălțimea coloanei de apă determinată de nivelul maxim asigurat, majorată cu înălțimea suplimentară $h$ (calculat ca mai înainte) ;

$H_s$ — înălțimea de siguranță, calculată cu relația (fig. XIX.10) :

$$H_s = h'_v + h_s \,, \tag{XIX.13}$$

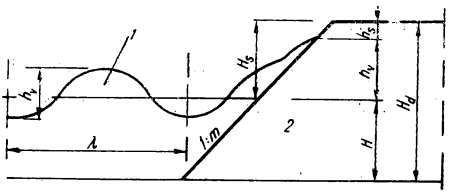



Fig. XIX.10. Schemă pentru calculul înălțimii digului :
*1* — nivelul static aproximativ ; *2* — dig.

în care $h'_v$ este semiînălțimea valului plus înălțimea de deferlare pe taluz, iar $h_s$ o valoare suplimentară variind de la 0,20 m pînă la 0,30 m :

$$h'_v = \frac{2K}{m} h_v \sqrt[3]{\lambda / h_v} + \frac{1}{2} h_v \text{ [3]}, \tag{XIX.14}$$

în care : $m$ este cotangenta taluzului ;

$K$ — parametru care depinde de natura îmbrăcăminții taluzului, avînd valori :
$K = 0{,}90$, pentru pereu din beton ;
$K = 0{,}60$, pentru pereu din piatră brută ;
$K = 0{,}55$, pentru pereu din piatră spartă ;
$K = 0{,}80$, pentru taluz neprotejat ;
$\lambda / h_v \approx 8 \ldots 10$ ;

$h_v$ — înălțimea valului în funcție de viteza asigurată a vîntului $W_{10}$ la înălțimea de 10 m deasupra solului, a înălțimii $H$ și a lungimii $L$, a oglinzii de apă pe direcția vîntului (fetch), conform tabelului XIX.4.

**Exemplu.** $L = 5$ km ; $H = 2$ m ; $W_{10} = 20$ m/s ; taluz neprotejat $m = 3$ ; din tabelul XIX.4 se scoate $h_v = 0{,}65$ m, de unde :

$$h'_v \quad \frac{0{,}65}{2} + \frac{2 \times 0{,}8}{} \; 0{,}65 \sqrt[3]{8} = 1{,}10 \text{ m}.$$

Suprafața liberă (poziție și formă) a curentului infiltrat prin taluzul amonte, luncă și fundația digului, constituie un factor esențial în verificarea secțiunii transversale stabi-

*Tabelul XIX.4*

**Valorile înălțimii valului $h_v$, în m**

| $W_{10}$ m/s | $L$=1 km | | | $L$ = 5 km | | | $L$ = 20 km | | | Observații |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $H$, m | | | $H$, m | | | $H$, m | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | |
| 10 | 0,20 | 0,40 | 0,55 | 0,23 | 0,40 | 0,60 | 0,23 | 0,40 | 0,63 | $W_{10} = W_A C$ |
| 20 | 0,40 | 0,50 | 0,78 | 0,40 | 0,65 | 0,90 | 0,40 | 0,65 | 0,90 | $W_A$ = viteza vîntului la înălțimea $A$ |
| 30 | 0,65 | 1,00 | 1,15 | 0,78 | 1,18 | 1,45 | 1,18 | 1,18 | 1,45 | $A$, m: 2,00 \| 6,50 \| 10,00 |
| | | | | | | | | | | $C$: 1,25 \| 1,05 \| 1,00 |

*Observație.* Pentru $H > 3{,}00$ m se vor lua valorile corespunzătoare lui $H = 300$ m.

lită orientativ după indicațiile anterioare. Mișcarea apei infiltrate prin dig are un caracter nestaționar, ca urmare a variației în timp a nivelului apei din luncă (fig. XIX.11).

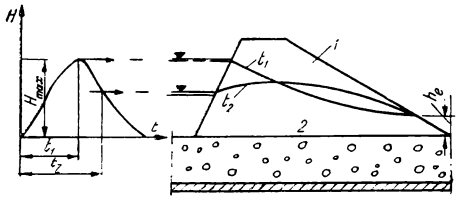



Fig. XIX.11. Schema infiltrației prin dig:
*1* – dig; *2* – teren.

Experiența a arătat că secțiunea digului este corespunzătoare dacă este satisfăcută relația:

$$h_e \geq (0{,}10 - 0{,}15)\, H_{max} \,. \qquad \text{(XIX.15)}$$

În domeniul valabilității legii Darcy ($R_e = 5$), cu hidrograful viiturei echivalat cu un hidrograf în trepte (fig. XIX.12), ecuația suprafeței libere din dig este după I. Vladimirescu [4]:

$$h = H_1\left(1 - \Phi\frac{x}{2a\sqrt{T_2}}\right) + H_2\left(1-\Phi\frac{x}{2a\sqrt{T_0 - T_1}}\right), \qquad \text{(XIX.16)}$$

în care: $h$ este ordonata suprafeței libere, în m;
$H_1$ — înălțimea primei trepte a hidrografului în scară, în m;
$T_1$ — durata primei trepte, în zile;
$T_0$ — timpul la care se produce înălțimea $H_{max}$, în zile;
$T$ — durata totală a hidrografului;
$x$ — abscisa ordonatei, $h$, în m, cu origina la o treime din proiecția orizontală $L$ a taluzului udat;
$\Phi(Z)$ — integrala erorilor a lui Gauss ($t$, tabelul XIX.5), $Z$ fiind argumentul funcției;

$$a = \frac{1}{n_1}(K_1 h + K h), \text{ în m/zi}^{1/2}, \qquad \text{(XIX.17)}$$

unde: $n_1$ — porozitatea pământului din dig;
$K_1$ — coeficientul de permeabilitate a pământului din dig, în m/zi;
$K_0$ — coeficientul mediu de permeabilitate a fundației digului, în m/zi ($K_0 = K_1$);
$h_0$ — adîncimea fundației (maximum $h_0 = 2\,H_{max}$), în m.

*Tabelul XIX.5*

**Integrala erorilor**

| $Z$ | $\Phi(Z)$ | $Z$ | $\Phi(Z)$ | $Z$ | $\Phi(Z)$ | $Z$ | $\Phi(Z)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,00 | 0,0000 | 0,55 | 0,5633 | 1,10 | 0,8802 | 1,80 | 0,9891 |
| 0,05 | 0,0564 | 0,60 | 0,6039 | 1,15 | 0,8921 | 1,90 | 0,9928 |
| 0,10 | 0,1125 | 0,65 | 0,6420 | 1,20 | 0,9103 | 2,00 | 0,9953 |
| 0,15 | 0,1680 | 0,70 | 0,6728 | 1,25 | 0,9299 | 2,10 | 0,9970 |
| 0,20 | 0,2227 | 0,75 | 0,7112 | 1,30 | 0,9340 | 2,20 | 0,9981 |
| 0,25 | 0,2763 | 0,80 | 0,7421 | 1,35 | 0,9438 | 2,30 | 0,9989 |
| 0,30 | 0,3286 | 0,85 | 0,7707 | 1,40 | 0,9523 | 2,40 | 0,9993 |
| 0,35 | 0,3794 | 0,90 | 0,7969 | 1,45 | 0 9597 | 2,50 | 0,9996 |
| 0,40 | 0,4284 | 0,95 | 0,8209 | 1,50 | 0,9661 | 2,60 | 0,9998 |
| 0,45 | 0,4755 | 1,00 | 0,8427 | 1,60 | 0,9763 | 2,70 | 0,9999 |
| 0,50 | 0,5205 | 1,05 | 0,8624 | 1,70 | 0,9838 | 2,80 | 0,9999 |

Pentru hidrografe de scurtă durată ($T = 15$ zile), aceasta se va putea echivala cu o singură treaptă cu înălțimea $H_{max}$ de unde:

$$h = H_{max}\left(1 - \Phi\frac{x}{2\,a\sqrt{T}}\right). \qquad \text{(XIX.18)}$$

Cînd funcția este impermeabilă ($K_2 = K_1$) și $T = 15$ zile se va folosi formula (XIX.8):

$$h = \sqrt{H_{max}\left[1 - \Phi\left(\frac{x}{a\sqrt{T}}\right)\right]}, \qquad \text{(XIX.19)}$$

în care:

$$a = \sqrt{\frac{1}{n_1} K_1 h};$$

$h_0 = 0$ pentru ambele cazuri de durată a hidrografului.

Linia suprafeței libere se construiește prin puncte dînd diverse valori abscisei $x$ și operînd două racordări. Racordarea din amonte se efectuează aproximativ avînd ca punct de plecare contactul taluzului amonte cu oglinda apei din luncă. Racordarea din aval cu taluzul respectiv se obține prin distanța $\Delta l$ a punctului $R_2$ cu formula:

$$\Delta l = 0{,}35\ l. \qquad \text{(XIX.20)}$$

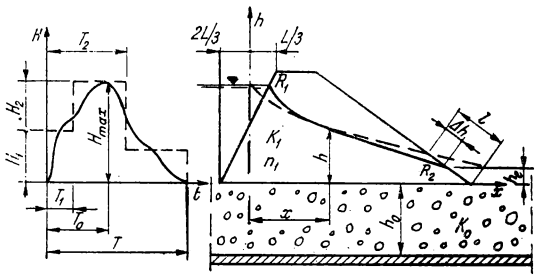



Fig. XIX.12. Ipoteza hidrografului în trepte.

Lungimea $l$ se măsoară pe taluz de la piciorul acestuia și pînă la punctul de intersecție a liniei suprafeței libere cu taluzul; înălțimea $h_s$ a punctului $R_2$ trebuie să îndeplinească relația (XIX.4).

**Exemplu.** Calculul suprafeței libere într-un dig omogen pe fundație permeabilă. Date: $H_1 = 1{,}00$ m; $H_2 = 2{,}00$ m; $H_{max} = 1{,}00 + 2{,}00 = 3{,}00$ m. $T_1 = 45$ zile; $T_0 = 56$ zile; $K_1 = 0{,}10$ m/zi; $n_1 = 0{,}35$; $h_0 = 5{,}00$ m; $K_0 = 1{,}00$ m/zi.

Din relațiile (XIX.6) se obține:

$$a = \sqrt{\frac{1}{0{,}35}(0{,}10 \times 0{,}90 + 1{,}00 \times 5{,}00)} = 3{,}80\ \text{m} \cdot \text{zi}^{1/2};$$

$$2a\sqrt{T_0} = 7{,}6\sqrt{56} = 57\ \text{m} \cdot \text{zi};$$

$$2a\sqrt{T_0 - T_1} = 7{,}6\sqrt{56 - 45} = 25\ \text{m} \cdot \text{zi}.$$

Pentru diferite valori $x$, cu aplicarea ecuației (XIX.3) se obține tabelul XIX.6.

*Tabelul XIX.6*

**Formatul de calcul al suprafeței libere (exemplu)**

| $x$ m | $\frac{x}{2a\sqrt{T_0}}$ | $\Phi\left(\frac{x}{2a\sqrt{T_0}}\right)$ | $H_1[1-\Phi(Z)]$ | $\frac{x}{2a\sqrt{T_0-T_1}}$ | $\Phi\left(\frac{x}{2a\sqrt{T_0-T_1}}\right)$ | $H_2[1-\Phi(Z)]$ | $h$, m (4 + 7) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 5 | 0,088 | 0,10 | 0,90 | 0,20 | 0,22 | 1,56 | 2,46 |
| 10 | 0,176 | 0,19 | 0,81 | 0,40 | 0,43 | 1,14 | 1,94 |
| 15 | 0,264 | 0,28 | 0,72 | 0,60 | 0,60 | 0,80 | 1,52 |
| 20 | 0,352 | 0,38 | 0,62 | 0,80 | 0,74 | 0,52 | 1,14 |
| 25 | 0,438 | 0,45 | 0,55 | 1,00 | 0,84 | 0,32 | 0,87 |
| 30 | 0,527 | 0,54 | 0,46 | 1,20 | 0,91 | 0,18 | 0,64 |

Linia suprafeței libere se trasează conform cu coordonatele $x$, $h$ din coloanele 1 și 8, față de originea stabilită conform cu indicațiile fig. XIX.12. Verificările curentului emergent pe taluzul aval se face cu (XIX.4) și (XIX.9).

Digul creînd un potențial de infiltrare a apei pe sub el, devine necesară o verificare la stabilitate a fundației, care poate să fie distrusă sub efectul:

— eroziunii interne, în cazul terenurilor omogene și permeabile;

— alunecării orizontale, în cazul alternanței de straturi subțiri permeabile-impermeabile.

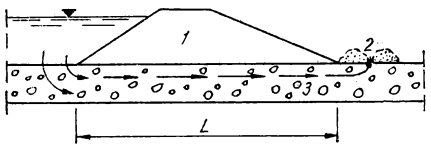



Fig. XIX.13. Schema pentru cazul eroziunii interne:
*1* — dig; *2* — crater; *3* — eroziune internă.

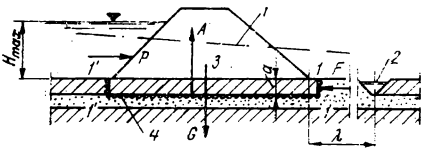



Fig. XIX.14. Schema pentru cazul alunecării orizontale:
*1* — linie piezometrică; *2* — rigolă; *3* — dig; *4* — plan de alunecare.

**Cazul 1** (fig. XIX.13). Fenomenul se manifestă inițial prin prezența unor mici cratere la piciorul taluzului aval, fenomen care poate să fie urmat de antrenarea masivă a materialului granular al fundației. Evitarea fenomenului impune o lungime $L$ a drumului parcurs de curentul de infiltrație, dată de Bligh prin formula:

$$L = 2\ CH_{max}\ [\text{m}], \qquad \text{(XIX.21)}$$

în care: $H_{max}$ este nivelul maxim de calcul al secțiunii transversale, în m;

$C$ — parametru în funcție de natura pămîntului din fundație, conform cu tabelul XIX.7 (după W. Lane).

*Tabelul XIX.7*

**Valorile parametrului C după W. Lane**

| Natura pământului | C |
|---|---|
| Nisip foarte fin | 8,50 |
| Nisip fin | 7,00 |
| Nisip mediu | 6,00 |
| Nisip grosier | 5,00 |
| Pietriş fin | 4,00 |
| Pietriş mediu | 3,50 |
| Pietriş mare | 3,00 |

Tabelul presupune un grad ridicat de uniformitate a granulelor, ceea ce înseamnă că nu sînt condiţii favorabile de astupare a interspaţiilor cu granule mai mici (şi deci o micşorare a curentului infiltrat).

**Cazul 2** (fig. XIX.14). Sub acţiunea subpresiunii de durată *A*, planul orizontal *1'—1*, devine o suprafaţă de alunecare fără rezistenţă la împingerea apei *P*. La această forţă rezistă numai secţiunea verticală din aval *1—1* a stratului impermeabil de sub dig. Condiţia de stabilitate a digului [2] este:

$$C_s = \frac{2\,\sigma\,a}{\gamma\,H_{max}^2} \geqslant 1{,}3 \ldots 1{,}6\,;\, H_{max} \geqslant 2{,}00\ \text{m}, \qquad \text{(XIX.22)}$$

în care: $C_s$ este coeficientul de stabilitate la alunecare orizontală;

$\sigma$ — rezistenţa la compresiune în sens orizontal a stratului impermeabil compact de grosime $a$, în m, în t/m²;

$\gamma$ — greutatea volumetrică a apei, în t/m³;

$H_{max}$ — înălţimea maximă a coloanei de apă la dig, în m. Acoperitor se poate admite pentru un strat de sub dig, alcătuit din argilă:

$$C_s = \frac{20\,a}{H_{max}^2} \geqslant 1{,}3 \ldots 1{,}6\,. \qquad \text{(XIX. 23)}$$

În condiţiile cazului 2, amplasarea unei rigole în imediata apropiere de piciorul taluzului şi paralel cu digul nu este recomandabilă. Distanţa minimă trebuie să fie [2], în ipoteza că linia piezometrică se află cu puţin peste nivelul terenului de la piciorul taluzului aval de:

$$\lambda = \frac{H_{max}^2}{2\,f\,a\left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right)}\ [\text{m}], \qquad \text{(XIX.24)}$$

în care: $f$ este coeficientul de frecare a stratului de argilă pe stratul permeabil pe distanţa $\lambda$, aproximativ $f = 0{,}20$;

$\gamma_1$, $\gamma$ — greutăţile volumetrice ale stratului impermeabil respectiv al apei.

Măsuri speciale de stabilitate. Cînd ampriza digului nu este suficientă, pentru a împiedica eroziunea internă, sau, alunecările orizontale nu pot fi preluate de stratul de bază, se vor prevedea măsuri suplimentare (fig. XIX.15) şi anume :

— aşternerea unui covor de argilă compactată pe terenul de la piciorul amonte al digului (fig. XIX.15, *a*), reducînd astfel subpresiunea ;

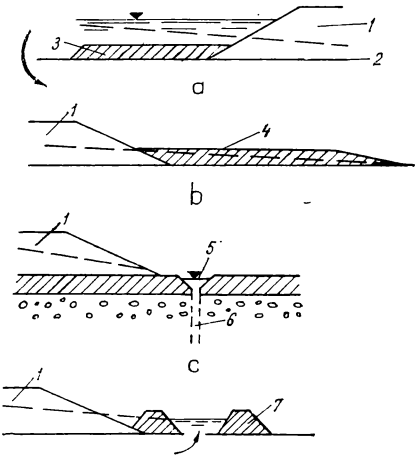



Fig. XIX.15. Schemele măsurilor împotriva eroziunii interne :

*1* — dig ; *2* — teren ; *3* — covor de argilă ; *4* — platformă ; *5* — rigolă ; *6* — foraj descărcător ; *7* — diguleţ circular.

— o platformă de pămînt aşezată, ca o contrapresiune pe terenul de la piciorul aval al digului (fig. XIX.15, *b*) ;

— un şir de puţuri autodescărcătoare (fig. XIX. 15, *c*) sau drenaj închis paralel cu digul ;

— schimbarea traseului digului.

În timpul exploatării digului, dacă apar mici cratere în apropierea taluzului aval, se vor executa ca măsuri provizorii—mici diguleţe circulare craterelor pentru a realiza mici bazine cu apă de contrapresiune (fig. XIX.15, *d*), (eventual umplute cu balast).

Debitele de apă în secţiunea de emergenţă pe taluzul aval, pentru un dig cu fundaţie impermeabilă, se pot aprecia cu formulele :

$$q_{max} = 0{,}1\ k_1 H_{max}\ [\mathrm{m^3/zi.m}]\ ; \qquad \text{(XIX.25}$$

$$q_{med} = S q_{max},$$

în care : $K_1$ este coeficientul de permeabilitate a digului, în m/zi ;

$H_{max}$ — înălţimea maximă a coloanei de apă la dig, în m ;

$S$ = 0,30... 0,40 ;

$q_{med}$ — debitul mediu pe durata $I$ a viiturii deasupra luncii *(T)*.

Pentru un dig cu fundaţia permeabilă omogenă, debitul maxim $q_{max}$ prin secţiunea din dig şi fundaţie este :

$$q_{max} = 0{,}1\ K_1 H_{max} + 0{,}5\ K_0 h_0\ [\mathrm{m^3/zi \cdot m}]\ ; \qquad \text{(XIX.26)}$$

$$q_{med} = S q_{max}\ ;$$

$K_0$, $h_0$ — cu semnificaţiile arătate mai înainte.

# 5. TERENUL DE FUNDAȚIE ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

## 5.1. PRINCIPALELE CARACTERISTICI GEOTEHNICE ALE PĂMÎNTURILOR

La proiectarea și execuția diferitelor tipuri de diguri un factor important îl formează cercetarea pămîntului ca teren de fundație și ca material de construcție.

Digurile marine se construiesc pe terenurile care alcătuiesc zonele joase ale litoralului.

Aceste terenuri sînt alcătuite de obicei din nisipuri marine sau depuneri aluvionare mîloase care acoperă nisipurile marine. Gradul de îndesare, consistență, permeabilitatea și alte caracteristici ale acestor terenuri sînt valabile în funcție de granulozitatea și caracterul acțiunii mării din zona respectivă. În Republica Socialistă România zonele depresionare din vecinătatea mării sînt alcătuite din cordoanele litorale nisipoase ale lacurilor Dobrogeni sau din litoralul Deltei care este format din nisipuri marine sau din terenuri mîloase formate din aluviunile Dunării depuse peste nisipuri marine.

Principalele caracteristici ale nisipurilor marine sînt:

— unghiul de frecare interioară în stare uscată $\varphi = 28...30°$;

— unghiul de frecare interioară în stare umedă $\varphi = 26...28°$;

— coeziunea $c = 0$;

— panta taluzului sub acțiunea valurilor 1 : 6—1 : 8.

Digurile din zona lacurilor, din regiunile de deal sau munte sînt amplasate de cele mai multe ori pe terenuri destul de stabile și consolidate, iar problema mai dificilă care se pune de obicei este problema infiltrațiilor prin straturile de pietriș prezente adesea în fundația digului.

Cele mai multe diguri se construiesc însă în luncile inundabile ale rîurilor. Din numeroasele studii geotehnice însoțite de prelucrări statistice de detaliu, rezultă că se pot admite în mod orientativ în lipsa unor studii speciale valorile din tabelul XIX.8

*Tabelul XIX.8*

**Valorile orientative ale caracteristicelor geotehnice ale pămîntului în stare naturală**

| Categoria de pămînt | Unghiul de frecare interioară $\varphi$ | Coeziunea c kgf/cm² | Modulul de compresibilitate $E$, kgf/cm² |
|---|---|---|---|
| Pietriș în masa nisipoasă | 32° | 0 | 200—250 |
| Nisipuri de granulometrie diferită | 28° | 0 | 100—150 |
| Nisip argilos prăfos | 20° | 0,15 | 60 |
| Luturi | 10° | 0,25 | 60 |
| Argile grase și prăfoase | 8° | 0,30 | 50 |
| Mîluri argiloase | 5° | 0,20 | 20 |

pentru unele caracteristici geotehnice ale pămînturilor în stare naturală (ca teren de fundație a digurilor)

În cazul studierii terenurilor ca material de construcție, trebuie determinate și caracteristicile mecanice ale pămînturilor compactate. Pentru pămînturile nisipoase, în cazul umidităților naturale cuprinse între 10—20% și pentru pămînturile argiloase

*Tabelul XIX.9*

**Valorile orientative ale caracteristicilor pămînturilor compactate**

| Categoria de pămînt | Lucrul mecanic de compactare, tfm | Greutatea volumetrică uscată t/m³ | Unghiul de frecare interioară φ | Coeziunea c kgf/cm² | Modulul de compresibilitate E kgf/cm² | Permeabilitatea K cm/s |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Nisip fin și prăfos | 40 | 1,45—1,50 | 28° | 0 | 100 | $10^{-3}$—$10^{-4}$ |
| Nisip argilos și prăfos argilos | 40—60 | 1,48—1,55 | 25° | 0,05 | 100 | $10^{-4}$ |
| Luturi | 40—60 | 1,47—1,55 | 12° | 0,10 | 60 | $10^{-5}$ |
| Argile grase și prăfoase | 60—80 | 1,46—1,50 | 8° | 0,15 | 40 | $10^{-6}$—$10^{-7}$ |

cu umidități cuprinse în 16—30%, se pot admite în mod orientativ valorile din tabelul XIX.9 pentru caracteristicile de tăiere, compresibilitate și permeabilitate ale pămînturilor în stare umedă.

Pentru umiditățile ce depășesc intervalele arătate, se impune determinarea caracteristicilor respective pe probe compactate cu eforturi cuprinse între $L = 40 \ldots 80$ tfm.

## 5.2. MATERIALE DE CONSTRUCȚIE PENTRU EXECUȚIA DIGURILOR

Majoritatea pămînturilor întîlnite în mod frecvent pot fi utilizate ca material de construcție, cu excepția pămînturilor argiloase moi sau curgătoare care au substanțe organice nedescompuse (humus în proporție mai mare de 8%) și a pămînturilor cu săruri solubile în proporție mai mare de 6%.

La execuția digurilor din pietriș și uneori celor din nisip este necesară prevederea unor măsuri speciale de etanșare.

Pămînturile cele mai bune sînt constituite din fracțiuni grosiere a căror goluri sînt umplute cu material fin (nisipuri prăfoase).

În general, nisipurile constituie materiale bune pentru diguri, dar utilizarea lor este condiționată de pierderile de apă ce se pot produce prin dig. La digurile din nisip trebuie să se aibe în vedere adoptarea unor măsuri de micșorare a permeabilității, de oprire a spulberării datorită vîntului și de protecție împotriva eroziunii valurilor.

Alegerea terenurilor din cariere trebuie efectuată în unele cazuri pe bază de calcule comparative în mai multe variante.

În scopul realizării unei permeabilități cît mai reduse și a stabilității și rezistenței necesare, terasamentele din corpul digului trebuie aduse la un anumit grad de compactare.

Factorii importanți care influențează gradul de compactare sînt : natura terenului, umiditatea, utilajul de compactare și numărul de treceri al acestuia.

În tabelul XIX.10 sînt prezentate umiditățile, greutățile volumetrice medii și greutățile volumetrice minime, corespunzătoare unei acoperiri de 90% din totalul rezultatelor probelor ce trebuie obținute pe șantiere prin verificările efectuate în conformitate cu normele în vigoare.

*Tabelul XIX.10*

**Valorile orientative ale umidității și greutății volumetrice ale pămînturilor**

| Categoria de pămînt | Umiditatea $W$, % | Greutatea volumetrică corespunzătoare stării satisfăcătoare | | Greutatea volumetrică corespunzătoare stării bune, t/m³ | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Mediu | Acoperitor 90% | Mediu | Acoperitor 90% |
| Nisipuri prafuri | — | 1,45—1,50 | 1,30 | 1,50—1,55 | 1,40 |
| Nisipuri argiloase și prăfoase argiloase | 10—28 | 1,48—1,55 | 1,35 | 1,53—1,60 | 1,45 |
| Luturi | 16—30 | 1,45—1,55 | 1,35 | 1,55—1,60 | 1,45 |
| Argile grase și prăfoase | 18—34 | 1,40—1,50 | 1,30 | 1,50—1,55 | 1,40 |

Datele din acest tabel sînt valabile pentru diguri obișnuite avînd înălțimea pînă la 4—6 m. Din elementele înscrise în tabelul XIX.10 rezultă greutăți volumetrice și condiții de compactare admisibile, în cadrul unor limite relativ largi de umiditate.

Pămînturile argiloase cu umidități ridicate, trebuie în prealabil svîntate pînă la realizarea umidității $W = 30...32\%$. În caz contrar, aceste pămînturi nu se pot compacta bine și se prelucrează greu fiind lipicioase și refulînd la trecerea utilajelor de compactare.

În cazul unor diguri importante, mai înalte de 6 m, sau a prezenței unor terenuri diferite de cele din tabelul XIX.10, soluția trebuie stabilită pe bază de calcule tehnico-economice și a specialiștilor geotehnicieni.

Pentru nisipuri și prafuri caracterizate prin $d = 5—70\%$ și $r = 1,45... 1,55$ t/m³ se va admite $K = 10^4$cm/s și $E = 100$ kgf/cm². Pentru prafuri nisipoase și argiloase caracterizate prin $r = 1,45... 1,50$ t/m³ se va admite $K = 10^{-4}$ cm/s și $E = 100$ kgf/cm². Pentru prafuri caracterizate prin $r = 1,45... 1,50$ t/m³ se va admite $K = 10^{-5}$ cm/s și $E = 60$ kgf/m². Pentru argile caracterizate prin $r = 1,40... 1,50$ t/m³ se va admite $K = 10$ cm/s și $E = 40$ kgf/cm².

Pe șantier, înaintea începerii execuției digului, trebuie determinate în cadrul unor tronsoane experimentale de încercare condițiile de execuție în baza corelațiilor între elementele caracteristice ale terenurilor (fig. XIX.16).

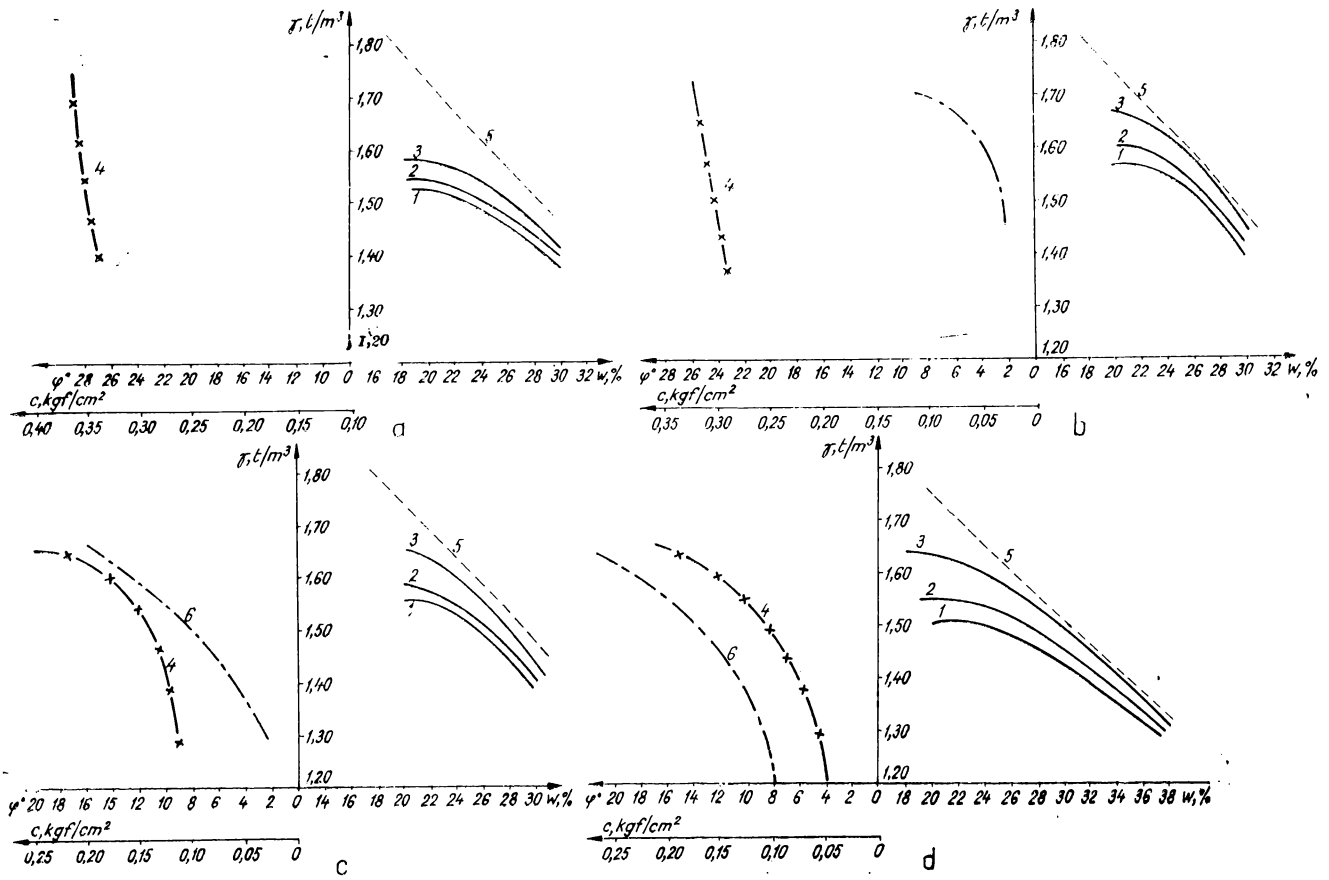



Fig. XIX.16. Grafice de corelație între γ, $L$, $W$, φ și $c$ pentru probe inundate corespunzător unei acoperiri de 75%:
*a* – nisipuri și prafuri $d_3$ (0,005 mm) < 10%, $I_p$ = 0–12; *b* – nisipuri argiloase și prafuri argiloase $d_3$ = 10 – 20%, $I_p$ = 10 – 20; *c* – prafuri $d_3$ = 20 – 30%, $I_p$ = 20 – 40; *d* – argile grase și prăfoase $d_3$ > 30%, $I_p$ = 35 – 70; *1* – curba γ – $W$ pentru $L$ = 40 tfm/m³; *2* – idem, pentru $L$ = 60 tfm/m³; *3* – idem, pentru $L$ = 80 tfm/m³; *4* – curba γ – φ; *5* – curba de saturație; *6* – curba γ – $c$.

## 5.3. STABILITATEA DIGURILOR ÎN LEGĂTURĂ CU PĂMÎNTURILE DIN FUNDAȚIA ȘI DIN CORPUL DIGULUI

La variante de traseu de dig cu condiții geotehnice dificile se vor avea în vedere următoarele măsuri ce trebuie luate:

— pămînturile de consistență curgătoare, cu multe substanțe organice, trebuie evitate la stabilirea traseului digului sau îndepărtate de pe ampriza digului, înaintea începerii execuției digului. Dacă aceasta nu este posibil a se realiza în condiții economice este necesar să se adopte măsuri speciale cu consultarea specialiștilor geotehnicieni;

— digurile fundate pe argile de consistență scăzută (mîluri) impun deseori taluzuri line și prevederea unor banchete laterale;

— în cazul pămînturilor necoezive permeabile, în vederea evitării fenomenelor de sufozie, trebuie prevăzute măsuri de lungire a traiectoriei apelor de infiltrație, prin: pinteni și avanradiere executate din pămînturi argiloase, ecrane de etanșare, banchete în prelungirea talazului interior etc. sau măsuri pentru captarea apelor infiltrate și coborîrea nivelului piezometric prin: tranșee umplute cu material drenant și puțuri de drenaj.

Panta taluzurilor digurilor se stabilește în funcție de:

— caracteristicile pămînturilor din fundație și din corpul digurilor;

— linia suprafeței libere a apelor de infiltrație din corpul digului.

Valorile orientative ale pantei taluzurilor pentru profile simple neprotejate sînt indicate în tabelul XIX.3.

Verificarea stabilității taluzului sub aspect geotehnic (fig. XIX.17) se poate face prin diferite metode expuse în tratatele de specialitate. Procedeul cel mai utilizat constă

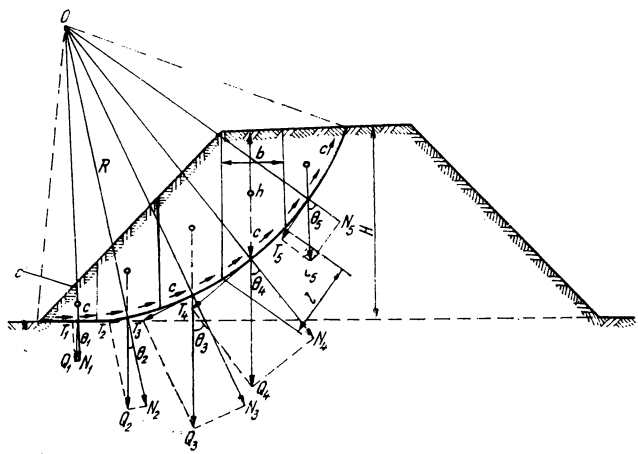



Fig. XIX.17. Verificarea stabilității la alunecare a taluzului după suprafețe cilindrice.

în verificarea stabilității la alunecare după suprafețe cilindrice. La această metodă se determină coeficientul care este dat de raportul dintre momentul forțelor de stabilitate și momentul forțelor de alunecare ale masivului limitat de suprafața de alunecare cilindrică și anume :

$$\eta = \frac{M_s}{M_{al}} = \frac{\left(\sum_1^n N_i f\varphi + cl_i\right)R}{\sum_1^n T_i R} = \frac{\sum_1^n N_i f \sum cl_i}{\sum_1^n T_i}, \qquad \text{(XIX.27)}$$

în care : $N_i$, $T_i$ sînt componentele normale și tangențiale ale greutăților fîșiilor $Q_i$ ;

$N_i$ $= Q_i \cos \theta_i$ ; $T_i = Q_i \sin \theta_i$ ;
$f$ $= \operatorname{tg}\varphi$ — coeficientul de frecare interioară al pămîntului ;
$c$ — coeziunea pămîntului ;
$l$ — lungimile arcelor de alunecare ;
$R$ — raza suprafeței de alunecare cilindrică.

Calculele se efectuează pentru mai multe suprafețe cu diferite raze, urmînd a se ține seama de cea mai defavorabilă.

În cazul obținerii lui $\eta < 1$ se impune adoptarea unui taluz mai dulce.

Efectul apei de infiltrație asupra stabilității la alunecare se determină astfel : componentele $N$ care se opun la alunecare se calculează în ipoteza unei greutăți volumetrice reduse datorită dislocuirii apei în porțiunile de fîșii aflate sub nivelul hidrostatic (în această situație în mod practic se admite greutatea volumetrică $\gamma = 1$ t/m³), iar forțele tangențiale, care tind să producă alunecarea, se calculează fără a se lua în considerație acțiunea de subpresiune a apei.

În cazul unui teren de fundație rezistent, pentru digurile înalte pînă la 6—7 m, taluzurile se pot calcula cu formula lui Maslov :

$$\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}\alpha + \frac{c}{\gamma h}, \qquad \text{(XIX.28)}$$

în care : $\alpha$ este înclinarea taluzului, în grade ;
$\varphi$ — unghiul de frecare interioară, în grade ;
$c$ — coeziunea, în tf/m² ;
$\gamma$ — greutatea volumetrică a terenului, în t/m³ ;
$h$ — înălțimea digului, în m.

Acțiunea apei de infiltrație în cazul utilizării formulei lui Maslov se va lua în considerație prin micșorarea unghiului de frecare interioară cu raportul $\frac{\gamma_a}{\gamma_o}$, în care

$\gamma_a$ este greutatea volumetrică a terenului aflat sub nivelul apei de infiltrație, iar $\gamma_0$ este greutatea volumetrică a aceluiași teren, fără acțiunea apei de infiltrație, cînd nu există subpresiune.

# 6. PROTECȚIA TALUZURILOR DIGURILOR

## 6.1. GENERALITĂȚI

**6.1.1. Factorii care produc deteriorarea taluzurilor.** Aceștia sînt: agenții atmosferici (vîntul, precipitațiile), acțiunea mecanică de erodare a curenților de apă, valurile și corpurile plutitoare (inclusiv gheața).

Tipul de protecție a taluzurilor se alege în funcție de caracterul torențial al precipitațiilor atmosferice, tăria vîntului, forța de antrenare a cursului de apă, mărimea valurilor, de natura pămîntului din corpul digului și de materialele de construcție locale.

### 6.1.2. Clasificarea lucrărilor de protecție

a) Lucrări cu caracter definitiv aplicate pe taluzuri:
   - protecție vegetală:
     - înierbări;
     - brăzduiri;
   - pereuri de piatră:
     - simple;
     - rostuite;
   - pereuri de beton;
   - alte protecții: cleionaje-gărdulețe cu piatră, pămînturi bituminizate, nisip stabilizat prin silicatizare.

b) Lucrări cu caracter definitiv în fața digului:
   - perdele de protecție;
   - lucrări de abatere a curentului;
   - dispozitive plutitoare ancorate.

c) Lucrări cu caracter provizoriu:
   - saltele plutitoare ancorate, suluri de nuiele ancorate și plute de nuiele sau stufit;
   - pachetaje de nuiele, saltele de nuiele;
   - cleionaje, fascinaje în clește, cilindri de nuiele, pereți de scînduri ancorați etc.

**6.1.3. Alegerea tipului de protecție.** În mod obișnuit, taluzurile digurilor se protejează prin înierbare și se prevăd perdele forestiere de protecție în zona dig-mal. În cazul în care există pericolul de degradare a digului din cauza vitezelor de erodare a apei, a curenților concentrați din coturi, a acțiunii valurilor, a sloiurilor de gheață etc. este necesar prevederea unor lucrări speciale de protecție a taluzului dinspre apă.

Aceste lucrări pot avea un caracter definitiv sau provizoriu. Pentru alegerea tipului de protecție definitiv se pot folosi datele din tabelul XIX.11 în care sînt indicate valorile vitezei apei, corespunzătoare acestor tipuri de protecție (fără acțiunea dinamică a valurilor).

*Tabelul XIX.11*

**Protecții definitive ale taluzurilor în funcție de viteza apei**

| Tipul de protecție al taluzului dinspre apă | Viteza maximă care provoacă erodarea, m/s |
|---|---|
| Brazde, înierbare | 1,00—1,50 |
| Îmbrăcăminte de nuiele și fascine | 1,50—2,00 |
| Anrocamente sau pereu de piatră dintr-un strat | 2,50—4,00 |
| Pereu dublu de piatră | 3,50—5,00 |
| Pereu de beton | 6,00—10,00 |

Valorile vitezelor pentru protecțiile din pereu de piatră sînt date pentru diametrul pietrei de 15 cm. Prin mărirea diametrului pietrei cu fiecare circa 5 cm, viteza poate fi mărită corespunzător cu circa 0,50 m/s.

Tipul de protecție împotriva acțiunii mecanice a valurilor se alege în funcție de înălțimea valului după datele din tabelul XIX.12.

Pentru protecția taluzului dinspre apă a digurilor se folosesc următoarele tipuri de consolidări de piatră: anrocamente, pereu de piatră nerostuit și pereu de piatră rostuit.

*Tabelul XIX.12*

**Protecții definitive ale taluzurilor în funcție de înălțimea valului**

| Tipul de protecție al taluzului dinspre apă | Înălțimea valului care nu provoacă eroziuni, m |
|---|---|
| Pereu de piatră | 0,50—1,50 |
| Anrocamente și pereu de piatră rostuit | 1,50—2,00 |
| Pereu de beton | >2,00 |

Piatra, pietrișul și prundișul folosite la protecția taluzului trebuie să satisfacă următoarele condiții:

— rezistența la compresiune a pietrei să fie de cel puțin 200—250 kgf/cm$^2$;

— rezistența la ger cel puțin de —40°C;

— coeficientul de înmuiere să nu fie mai mic de 0,85—0,90;

— greutatea volumetrică a pietrei să nu fie mai mică de 2,2 t/m³.

Sub toate tipurile de protecție de piatră se pune un strat filtrant de pietriș. Grosimea stratului de pietriș se ia constructiv între 10 și 20 cm.

## 6.2. LUCRĂRI PRINCIPALE DE PROTECȚIE

6.2.1. **Lucrări cu caracter definitiv.** 6.2.1.1. *Înierbarea digurilor.* Digurile de pămînt în condiții normale se protejează prin înierbare. Pentru efectuarea acestei lucrări în condiții tehnice bune, în mod orientativ se recomandă următoarele:

— pregătirea pămîntului de pe taluzuri și coronament să se facă astfel încît să se evite pe cît posibil spălarea solului și în același timp să se creeze condiții favorabile pentru semănarea și încolțirea semințelor. Mobilizarea solului se execută toamna pe adîncimea de 3—4 cm și ca îngrășămînt se aplică circa 400 kg/ha superfosfat. Primăvara se împrăștie 400 kg/ha azotat de amoniu și se mobilizează din nou solul la adîncimea de 3 la 4 cm;

— semănatul amestecului de ierburi se face primăvara imediat ce s-au terminat lucrările de pregătire a terenului. Împrăștierea semințelor se face cît mai uniform, după care se îngroapă superficial cu ajutorul greblei și apoi se tăvălugește, iar la urmă se trece cu o grapă ușoară de mărăcini;

— după semănat, dacă se formează crustă în urma ploilor, înainte ca ierburile să răsară sau în timpul răsăritului, aceasta se sparge cu ajutorul greblei sau a unui tăvălug cu cuie. Cînd apar buruienile, acestea se cosesc înainte de fructificare.

În general, compoziția amestecului de ierburi perene pentru protecția digului se alege în funcție de natura pămîntului din dig și de condițiile climatice. În mod orientativ, în tabelul XIX.13 se indică amestecul folosit la unele diguri din Lunca Dunării.

*Tabelul XIX.13*

**Cantități de semințe pentru înierbarea digurilor**

| Specia | În cultură pură kg/ha | În amestec | |
|---|---|---|---|
| | | % | kg/ha |
| Lolium perenne | 30 | 20 | 10,50 |
| Festuca pratensis | 35 | 15 | 9,00 |
| Dactylia glomerata | 25 | 20 | 8,50 |
| Bromus inermis | 40 | 15 | 10,50 |
| Lotus corniculatus | 15 | 15 | 4,50 |
| Trifolium repens | 12 | 15 | 3,50 |
| Total | 157 | 100 | 46,50 |

6.2.1.2. *Protecția cu anrocamente.* Acest tip de protecție se caracterizează prin posibilitatea mecanizării execuției într-un procent ridicat, posibilitatea execuției și sub apă, precum și ușoara refacere a protecției în caz de degradare, în timpul exploatării.

Greutatea de calcul a pietrelor izolate în cazul protecției taluzurilor cu panta cuprinsă între 1/1 și 1/3, se poate calcula cu formula :

$$G = \frac{M \gamma_p h_v^2 l_v}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}}, \qquad \text{(XIX.29)}$$

în care : $G$ este greutatea pietrelor izolate, în t ;
$\gamma_p$ — greutatea volumetrică a pietrei, în t/m³ ;
$M$ — coeficientul care ține seama de forma pietrei și este egal cu 0,25 în cazul anrocamentelor ;
$h_v$, $l_v$ — înălțimea și lungimea de calcul a valului, în m ;
$\frac{l}{m}$ — panta taluzului digului.

Diametrul pietrei în metri considerată sferică poate fi determinat conform relației :

$$D_s = \sqrt[3]{\frac{G}{0{,}524\,\gamma_p}}. \qquad \text{(XIX.30)}$$

La anrocamente se folosește piatra nesortată.

Procentul pietrelor cu dimensiunile rezultate din calcul și mai mari trebuie să fie de cel puțin 50 % din cantitatea totală de piatră.

Grosimea stratului de anrocamente trebuie să fie mai mare de 3 *Ds*.

6.2.1.3. *Pereu de piatră nerostuit.* Acesta, sub forma unui strat sau două straturi se recomandă numai în cazul lucrărilor care nu necesită un volum prea mare de piatră și cînd înălțimea valurilor nu depășește 1,50 m.

Grosimea pereului de piatră de pe taluz poate fi determinată după formula :

$$D = \frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma}\, 1{,}7\, K\, h_v, \qquad \text{(XIX.31)}$$

în care : $D$ este grosimea pereului (fără filtru), în m ;
$\gamma$ = 1 — greutatea specifică a apei, în t/m³ ;
$\gamma_p$ — greutatea specifică a pietrei, în t/m³ ;
$h_v$ — înălțimea valului, în m ;
$K$ $= \frac{1 + m^2}{m(m + 2)}$, se ia din tabelul XIX.14.

*Tabelul XIX.14*

**Valorile lui $k$ în funcție de înclinarea taluzului**

| $m$ | 1,00 | 1,50 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 4,00 | 4,50 | 5,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K$ | 0,470 | 0,343 | 0,280 | 0,240 | 0,210 | 0,190 | 0,172 | 0,158 | 0,145 |

Pentru valurile lungi ($l_v : h_v = 15$) grosimea pereului determinată după formula (XIX.31) trebuie mărită cu 10%.

Determinarea grosimii pereului se poate face folosind graficul din fig. XIX.18.

6.2.1.4. *Pereu de piatră rostuit.* Acesta se aplică în cazul acțiunii valurilor cu înălțimea cuprinsă între 1,50 și 2,00 m.

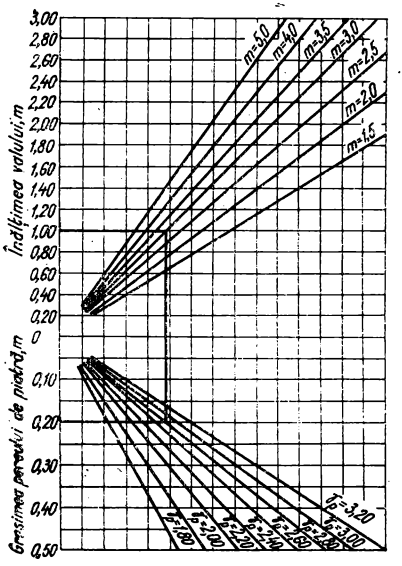



Fig. XIX.18. Grafic pentru determinarea grosimii consolidării taluzurilor.

6.2.1.5. *Pereu de beton monolit sau prefabricat, de beton simplu sau armat.* Acesta se folosește în cazul acțiunii puternice a valurilor ($h = 2{,}00$ m).

Limita superioară a pereului de beton de regulă trebuie dusă pînă la coronamentul digului.

În cazul în care înălțimea de siguranță deasupra nivelului de calcul este mare, se poate duce pereul de bază pînă la înălțimea de deferlare a valului $h_t$, iar de aici și pînă la coronament se poate continua cu un pereu de tip mai ușor.

Limita inferioară a preului, în cazul regimului variabil al nivelurilor este la piciorul taluzului. În cazul regimului permanent al nivelurilor, limita inferioară a pereului se stabilește la adîncimea $2\,h_v$ ($h_v$ = înălțimea valului) sub nivelul minim al apei avînd asigurarea de 80%.

Pereul de beton se execută pe un filtru invers format dintr-un strat de nisip și un strat de pietriș. Grosimea filtrului se ia în general constructiv, însă se sortează materialul, astfel ca particulele stratului filtrant să aibe mărimea de calcul.

Pentru ca filtrul invers al pereului de beton să fie stabil în zona rosturilor este necesar să se respecte condiția:

$$d_p \geqslant 1{,}5\ l_r,$$

în care: $d_p$ este dimensiunea de calcul a particulelor filtrului, în cm;
$l_r$ — lățimea rosturilor, în cm;

Grosimea pereului de beton se calculează în principal din condiția stabilității plăcilor de beton la acțiunea dinamică a valurilor.

Pentru plăci de beton de dimensiuni mari (5 × 5 sau 10 × 10 m) grosimea pereului poate fi determinată după formula:

$$D = Kh_v \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma} \cdot \frac{l_v}{mb}}, \qquad \text{(XIX.32)}$$

la care : $D$ este grosimea plăcii, în m;
$h_v$, $l_v$ — înălțimea și lungimea valului, în m;
$\gamma$ — greutatea specifică a apei, în t/m³;
$\gamma_p$ — greutatea volumetrică a plăcii (betonului), în t/m³;
$b$ — dimensiunea plăcii așezată pe taluz luată perpendicular pe oglinda apei, în m;
$\frac{1}{m}$ — înclinarea taluzului;
$K$ — coeficient având valoarea 0,11.

Formula (XIX.4) se aplică în cazul în care:

$$2 \leqslant m \leqslant 5;$$

$$10 \leqslant \frac{l_r}{h_r} \leqslant 20.$$

Pentru dale de beton cu dimensiuni de 1,50 × 1,50 m, 2,00 × 2,00 m etc., dacă sub ele există un strat filtrant continuu, grosimea pereului de beton se poate determina cu formula:

$$D = K \frac{0{,}11\ h_v}{(\gamma_d - 1)\sqrt{b}} \cdot \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m} \qquad \text{(XIX.33)}$$

în care : $D$ este grosimea dalei, în m;
$h_v$ — înălțimea valului, în m;
$b$ — dimensiunea dalei luată pe taluz, în m;
$\frac{1}{m}$ — înclinarea taluzului;
$\gamma_a$ — greutatea volumetrică a dalei (betonului), în t/m³;
$K$ — coeficientul de siguranță a stabilității, egal cu 1,50—1,25, în funcție de clasa de construcție.

6.2.2. **Lucrări cu caracter provizoriu.** În vederea protejării taluzului dinspre apă la acțiunea dinamică a valurilor din perioadele apelor mari se execută lucrări provizorii de protecție în sectoarele de dig cele mai expuse, în cadrul lucrărilor de apărare.

Aceste lucrări au drept scop să reducă înălțimea valului și să intercepteze șocul printr-un strat de protecție.

Înălțimea valului se poate reduce cu ajutorul unor saltele plutitoare (fig. XIX.19, *a*), suluri de nuiele ancorate (fig. XIX.19, *b*) sau plute de nuiele (fig. XIX.19,*c*).

Interceptarea șocului valurilor se realizează prin lucrări provizorii de protecție. Acestea pot avea o poziție înclinată (aplicate pe taluz) sau verticală.

Sistemele de lucrări cu poziție înclinată (fig. XIX. 19, *d*) au avantajul că protejează întreaga suprafață a taluzului, asigurînd o apărare provizorie flexibilă; protecția nu trebuie să fie deplasată cînd nivelul apei se modifică.

Dezavantajul acestei protecții constă în cantitatea mare de material necesar și timpul îndelungat de confecționare. Din aceste motive, acest sistem se utilizează numai împotriva valurilor puternice pe sectoare reduse, fiind format din pachetaj de nuiele, de paie cu șipci, saltea de nuiele etc.

Sistemele de lucrări verticale sînt formate din pereți provizorii pentru spargerea valului. Se împart în două grupe: din prima grupă fac parte sistemele care apără un dig intact, iar din a doua grupă acelea care apără un dig al cărui taluz este în curs de prăbușire.

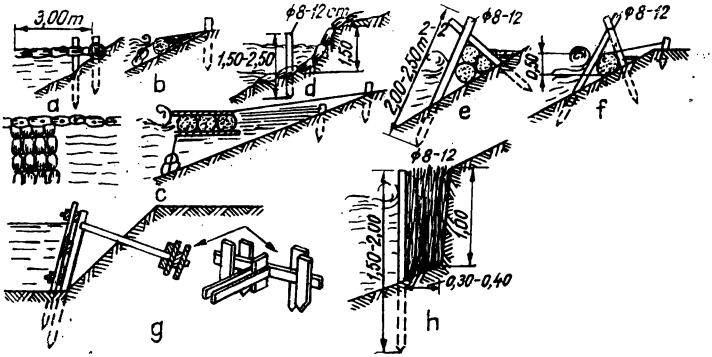



Fig. XIX.19. Lucrări de protejare provizorie a taluzului.

Din prima grupă fac parte: cleionajul, fascinajele în cleşte, cilindrii de nuiele (fig. XIX.19, *e*, *f*) sau pereții de scînduri ancorați (fig. XIX.19, *g*).

Din grupa a doua fac parte lucrările care se aplică în cazul în care nu s-au luat din timp măsuri împotriva valurilor şi taluzul a început să fie afuiat. În acest caz se

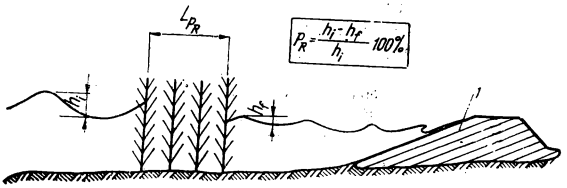



Fig. XIX.20. Reducerea înălțimii valului prin perdele de protecție:

$L_{pR}$ — lățimea perdelei forestiere de protecție ce reduce înălțimea valurilor în procentul $p$,%; $h_i$ — înălțimea valului la intrarea în perdea; $h_f$ — idem, la ieşirea din perdea; *1* — dig.

construiesc pe taluz garduri (fig. XIX.19, *h*) formate din pari în spatele cărora se aşează nuiele şi apoi paie, gunoi de grajd etc. bine îndesate.

Afuierile se mai pot stabili şi cu ajutorul sacilor umpluți cu nisip aşezați în picioare, transversal.

6.2.3. **Lucrări de protecție în fața digului.** *Perdele forestiere de protecție.* Perdelele forestiere de protecție reduc înălțimea valurilor (fig. XIX.20). Totodată ele micşorează

și viteza curentului de apă în timpul viiturii, contribuind la atenuarea efectului de eroziune a taluzului dinspre apă.

În privința dimensiunilor perdelelor forestiere de protecție, a compoziției și distanței la care se plantează față de piciorul taluzului, se dau în continuare unele date indicative.

La digurile tip Dunăre perdeaua de protecție are o lățime de 65 m din care o zonă de 15 m dinspre dig și este formată din specii forestiere de talie joasă (salcie pitică, răchită, cătină albă etc.). Zona de 50 de m este plantată cu plop negru hibrid.

Cînd pentru o perdea de protecție se cunoaște, în baza unui plan de măsuri silvoculturale, variația în timp (în cadrul ciclului de existență, inclusiv regenerarea) a caracteristicilor dendrometrice (suprafața de bază, diametrul mediu, înălțimea medie etc.) se poate obține o indicație asupra lățimii de perdea $L_{100}\%$ ce disipează integral valurile, cu ajutorul formulei lui Bialovici:

$$L_{100\%} = \frac{m\ 100}{N n d p K} - 1\ [\text{m}], \qquad \text{(XIX.34)}$$

în care: $L_{100\%}$ este lățimea perdelei forestiere ce reduce complet înălțimea valurilor, în m;

$m$ — distanța între rîndurile de arbori; obișnuit $m \geqslant m'$ ($m'$ este distanța între arborii unui rînd din plantație, fiind mai mică sau cel mult egală cu $m$);

$N$ — numărul de tulpini (locuri de plante, exemplare), la metru liniar de rînd ($N = 1 : m$; $N = 1 : m'$);

$n$ — numărul de lăstari la o tulpină;

$d$ — diametrul mediu al tulpinelor, în m;

$p$ — coeficientul de inundabilitate al pădurii, respectiv:
2 — pentru arbori cu vîrful deasupra apei;
1 — pentru arbori cu vîrfuri la nivelul apei;
$< 1$ — pentru arbori total înecați;

$K$ — coeficientul de uniformitate al răspîndirii tulpinelor în lungul digului expus valurilor care se ia $\approx 3$;

$p\%$ — suprafața de bază a perdelei care rezultă din suma suprafețelor secțiunilor orizontale prin trunchiurile arborilor, la înălțimea de circa 1,30 m deasupra solului, în m²/ha.
Utilizarea ei în calcule presupune implicit corelarea cu alte caracteristice ale arborelui (înălțime, diametru, ramuri etc.).

Pentru cele două situații limită de calcul, posibile în practică ($m = m'$ și $m = 2\,m'$), în fig. XIX.21, *a*, *b*, *c* se prezintă graficele de calcul bazate pe formula Bialovici.

Zona de întreținere și exploatare a digului care se lasă între piciorul taluzului dinspre apă și perdea are o lățime de circa 10 m.

Pe rîurile interioare unde valurile și sloiurile sînt de mică înălțime, prevederea perdelelor de protecție și dimensiunile lor se examinează de la caz la caz, ținînd seama de modificarea parametrilor hidraulici ai albiei și posibilitatea protecției prin alte procedee.

Exploatarea silvică a parcelelor din zona perdelei de protecție trebuie să se facă prin rotație cu parcelele alăturate din zona dig-mal, astfel încît să se mențină permanent în această zonă fîșia plantată de 50 m, cu excepția cazului în care zona dig-mal constituie numai zonă de protecție.

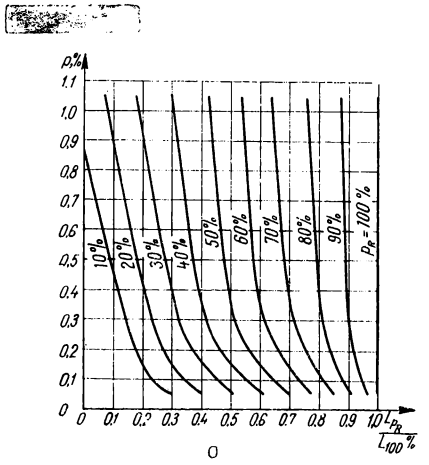
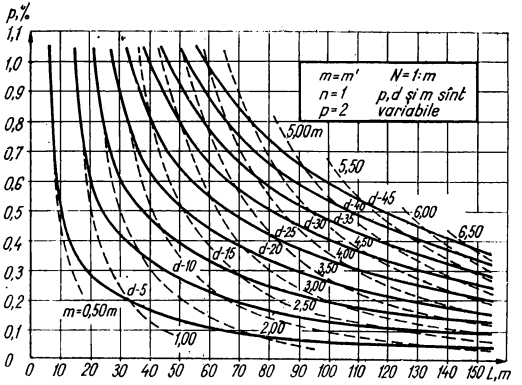
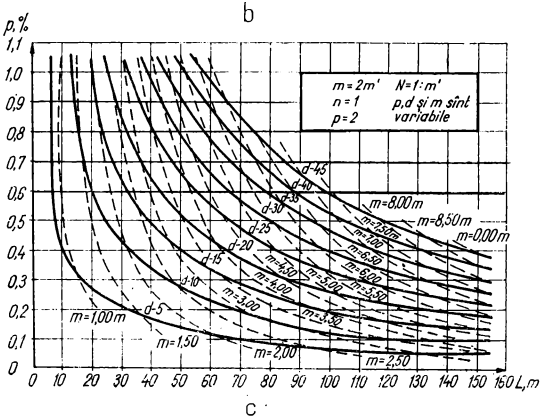



Fig. XIX.21. Graficele de calcul ale lăţimii perdelei de protecţie :

$a$ – variaţia lui $\frac{L_{p_R}}{L_{100}\%}$ cu $p$, %; $b$ – cazul schemei cu distanţă între rînduri egală cu cea dintre arboret; $c$ – cazul schemei cu distanţă de două ori mai mare decît cea dintre arboretul rîndului; $P_R = \frac{h_i - h_f}{h_i} 100\%$ $p$ – suprafaţă de bază a perdelei în % (prelucrare după datele experimentale pe model hidraulic 1 : 10, obţinute de I. Gugniaev şi G. Segal publicate în Revista Recinoi transport, nr. 5, 1962.



# 7. LUCRĂRI SPECIALE ŞI ANEXE

## 7.1. LUCRĂRI DE TRAVERSARE PRIN CORPUL DIGULUI

Orice lucrare care traversează corpul sau fundaţia unui dig de apărare trebuie tratată cu deosebită atenţie întrucît neglijarea luării unor măsuri pentru asigurarea unei legături corespunzătoare între dig şi lucrare poate crea puncte slabe care uneori conduc la ruperea digului.

În principiu, trebuie să se caute ca lucrările de traversare să nu afecteze secţiunea transversală tip a digului în punctul respectiv, iar dacă acest lucru nu este posibil să se ia măsuri care să asigure aceeaşi siguranţă în punctul de traversare ca pe restul traseului.

La proiectarea şi execuţia lucrărilor de traversare prin dig trebuie să se aibă în vedere faptul că în general pe suprafeţele de contact între pămînt şi alte materiale (fier, beton, lemn, materiale plastice) nu se realizează o legătură strînsă, atît datorită micşorării forţelor de atracţie de natură electrică sau moleculară, cît şi din cauza tasărilor diferite. Discontinuitatea care se produce pe suprafeţele de contact este adesea agravată şi de o execuţie defectuoasă. Din motivele arătate, în lungul suprafeţelor de contact se formează căi de infiltraţie preferenţiale care pot provoca antrenarea particulelor de pămînt şi ruperea digului.

Digurile pot fi traversate de căi de comunicaţie, construcţii, cabluri, conducte de petrol sau gaze, conducte de apă.

Traversarea căilor de comunicaţie se face cu ajutorul rampelor de acces asa cum se arată la Cap. XIX.7.3.

Pentru cabluri şi conducte soluţia cea mai indicată este traversarea exterioară deasupra profilului digului şi acoperirea cu un strat de pămînt de protecţie (v. fig. XIX.22). Grosimea stratului de acoperire este în funcţie de pericolul de îngheţ şi rezis-

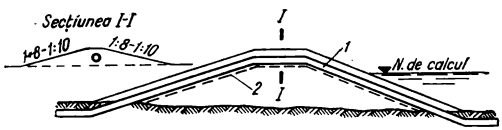



Fig. XIX.22. Traversarea conductelor sau cablurilor deasupra profilului digului:
*1* — conductă; *2* — profilul digului.

tenţa conductei la sarcinile date de circulaţie pe dig. Racordarea zonei îngroşate a digului din dreptul traversării cu secţiunea curentă se face cu taluzuri de la 1 : 8 pînă la 1 : 10.

În cazurile în care elementul care traversează digul nu necesită lucrări frecvente de reparații sau întreținere, care ar implica săpături pentru înlăturarea pământului de acoperire, se poate adopta soluția traversării digului prin îngropare la partea superioară cu urmărirea conturului exterior (fig. XIX.23). În această soluție se recomandă ca adîncimea de îngropare la partea superioară să nu depășească garda digului. Dacă grosimea conductei și stratul de acoperire necesar din condiții de îngheț și rezistență sub sarcinile de circulație depășesc mărimea gărzii, digul trebuie supraînălțat analog cazului precedent.

Fig. XIX.23. Traversarea conductelor sau cablurilor prin îngroparea la partea superioară a digului.

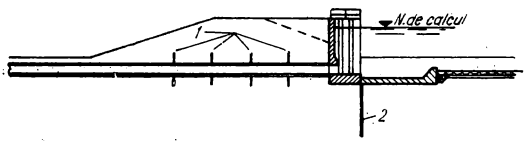



Fig. XIX.24. Traversarea conductelor sau cablurilor prin corpul digului, folosind timpane pentru lungirea drumului infiltrației :
*1* — timpane; *2* — palplanșe.

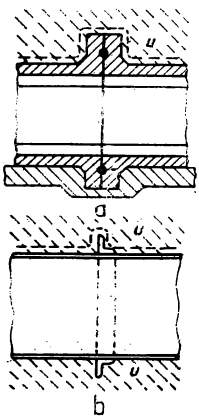



Fig. XIX.25. Conductă cu șicane :
*a* — de beton armat; *b* — metalică; *u* — umplutură de argilă compactată.

În cazurile în care nu este posibilă traversarea la partea superioară deasupra nivelului de calcul și se impune traversarea prin corpul digului sub acest nivel, trebuie luate măsuri speciale pentru preîntîmpinarea infiltrației în lungul suprafețelor de contact. Lungirea drumului de infiltrație se obicei se realizează prin executare de timpane sau șicane în lungul conductei (fig. XIX.24 și XIX.25).

La determinarea gradientului de infiltrație în lungul suprafețelor de contact se poate folosi relația (IV.10), dar se recomandă mărirea coeficientului $C$ din tabelul XIX.7 cu 10—20%, valorile mai mari luîndu-se pentru fier și mase plastice, iar mai mici pentru beton și materiale de care pămîntul aderă mai bine. Lungimea de infiltrație și sarcina de apă $H$ se va lua pentru situația cea mai dezavantajoasă, verificarea făcîndu-se pentru infiltrația la partea superioară, laterală și inferioară.

## 7.2. PLATFORME PE ALBII VECHI

Traseul digurilor adesea traversează gîrle, jepşi, privaluri, albii vechi etc. În punctele de traversare trebuie făcute ridicări topografice mai detaliate şi studii geotehnice speciale. De multe ori, pe fundul acestor depresiuni se întîlnesc straturi de terenuri slabe, mîloase, care impun adoptarea unor soluţii speciale pentru asigurarea stabilităţii digului.

O situaţie deosebit de periculoasă o constituie prezenţa unor straturi groase de terenuri cu rezistenţă redusă, tasabile şi refulante. Dacă nu este posibilă evitarea traversării unor asemenea zone, soluţiile respective trebuie stabilite pe baza unor calcule speciale şi cu consultarea specialiştilor geotehnicieni.

Soluţia care se adoptă cel mai frecvent la traversări de depresiuni locale (gîrle, privaluri sau albii vechi) constă în realizarea unei platforme pînă la nivelul malurilor peste care se execută digul (fig. XIX.26).

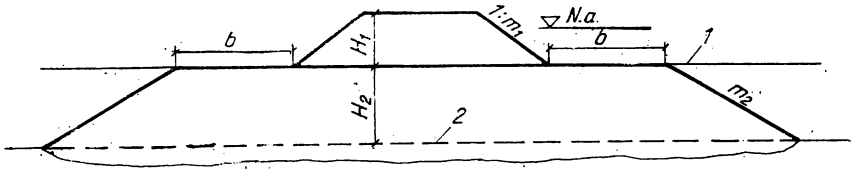



Fig. XIX.26. Traversarea digurilor peste depresiuni locale :

*1* — malul privalului; *2* — fundul privalului.

Dacă grosimea stratului de teren slab de la fundul depresiunii care se traversează este mică, sub 1 m, se recomandă îndepărtarea acestui strat de pe ampriza platformei şi fundarea acesteia pe teren sănătos. La o grosime a stratului de teren slab mai mare, soluţia cu îndepărtarea stratului trebuie comparată cu soluţii în care se prevăd alte măsuri speciale fără îndepărtarea stratului slab.

În mod orientativ, dimensiunile platformelor se pot stabili cu formula :

$$b = KC\,(H_1 + H_2),$$

în care : $K$ = 2, în cazul fundării pe teren sănătos;

$K$ = 3...5, în cazul fundării pe terenuri slabe (valorile mai mari luîndu-se pentru grosimi mai mari ale stratului slab);

$c$ = 1,60... 0,20 $m_1$, în care $m_1$ este coeficientul taluzului digului;

$b$, $H_1$ şi $H_2$ se exprimă, în metri, conform notaţiilor din fig. XIX.26.

Panta taluzurilor platformei se ia de obicei minimum 1 : 3.

Dacă taluzul exterior al platformei poate fi supus unei acţiuni mai puternice a valurilor este necesar să fie apărat. Tipul de apărare se poate alege conform indicaţiilor de la Cap. XIX.6.

În cazul terenului de fundaţie sănătos, la înălţimi de dig şi adîncimi ale zone depresionare mai mari de 2—3 m este necesar să se verifice stabilitatea la lunecare a ansamblului dig-platformă după metoda suprafeţelor cilindrice.

În cazul terenurilor de fundaţie slabe trebuie să se facă obligatoriu verificarea la refulare a terenului de fundaţie.

În ambele cazuri menționate trebuie efectuate calcule de tasare și de infiltrații.

Se recomandă ca execuția platformelor să se facă la uscat. Deoarece adesea gîrlele, privalurile, jepșele sau albiile vechi traversate au apă în permanență, pentru punerea lor la uscat este necesar să se execute batardouri în afara amprizei platformei și să se epuizeze apa dintre batardouri.

Pentru executarea platformei și digului în zona de traversare se recomandă folosirea unui pămînt cît mai bun, de preferință prafuri nisipoase sau nisipuri prăfoase, iar la execuție trebuie să se respecte cu strictețe măsurile prevăzute în proiect.

În cazul în care execuția la uscat a platformelor nu este posibilă, soluția materialelor și tehnologia trebuie adoptate execuției în apă. Pentru o astfel de execuție este indicat să se folosească pentru platformă un material cît mai nisipos, aplicîndu-se deasupra un strat mai puțin permeabil pentru reducerea infiltrațiilor.

Punctele de traversare trebuie urmărite în mod special în timpul exploatării, iar în cazurile mai dificile se recomandă plantarea unor reperi speciali pentru urmărirea deformațiilor, care continuă să se producă după terminarea execuției.

## 7.3. LUCRĂRI ANEXE

Pentru asigurarea întreținerii, exploatării și supravegherii continue a lucrărilor de îndiguire se prevăd construcții care servesc adăpostirii personalului, materialelor și utilajelor de întreținere și exploatare. Aceste construcții denumite centre gospodărești compuse din cantoane și sedii de secție cu anexe au destinația arătată în continuare.

Clădirea cantonului este destinată locuinței agenților hidrotehnici (cantonieri), iar în construcțiile anexe (remize, magazii) se depozitează utilajele, uneltele și materialele necesare întreținerii și exploatării curente și periodice, precum și pentru acțiunile de apărare contra inundațiilor, cînd la aceste cantoane se adăpostesc echipele de pază, supraveghere și intervenție.

Activitatea desfășurată de către personalul de la un număr de 5—6 cantoane este dirijată de la un sediu de secție, care în mod obișnuit, dacă este amplasat în locuri izolate, are componența unui canton dublu din care un apartament constituie locuința șefului de secție, iar celălalt apartament este destinat pentru birouri și camera oficială.

În baza experienței de pînă acum și în funcție de condițiile specifice ale îndiguirii și anume:

— lungimea digului, în km;

— suprafața apărată, în ha;

— lungimea perdelei de protecție;

— distanța medie de la centrele populate la sectoarele de dig;

— posibilitățile de acces la dig în acțiunea de întreținere și exploatare, greutăți întîmpinate;

— modul cum se desfășoară acțiunea de apărare contra inundațiilor în timpul viiturilor, greutăți întîmpinate;

— modul cum se asigură telecomunicațiile, a rezultat că în medie, la lucrările de îndiguiri, este necesar un canton cu anexe la fiecare 6—7 km lungime de dig și de la circa 3 600 ha suprafață apărată.

Cantoanele și sediile de secție sînt în general construcții tipizate.

Prin rețeaua telefonică a digului, sediul de secție este în permanentă legătură cu diferite sectoare de pe dig și cu cantonierii respectivi, fapt important mai ales în perioada de apărare. Rețeaua telefonică a digului se prevede cu o centrală independentă,

deoarece liniile locale de interes public deservesc și alte convorbiri, care eventual pot stînjeni comunicațiile.

În general, pentru 1 km de dig este necesar circa 1,05 km linie telefonică (lungime suplimentară a liniei telefonice pentru legătura între sediul de secție și primul canton).

În unele cazuri se prevede o legătură prin radio între cantoane și între sediul de secție și cantoane. Funcționarea posturilor de radio este legată în general de convorbiri la anumite ore, fapt care îngreuiază legăturile în perioadele de apărare. Acest sistem se poate utiliza și pentru legătura între sediile de secție și legătura între sediul de secție și sediul de sistem.

Barierele se prevăd pentru a împiedica circulația vehiculelor pe coronamentul și bancheta digului, care nu sînt carosabile. Se instalează pe coronamentul digului, de o parte și de alta a rampelor de acces. Pe taluzuri se prevăd stîlpii distanțați la circa 1,20 m pentru a nu permite ocolirea barierei. Pentru a se putea circula pe dig în perioadele de apărare, barierele sînt mobile, fiind prevăzute cu dispozitive de închidere rezistente la intemperii.

Pentru accesul vehiculelor și utilajelor din zona interioară în zona exterioară digului, precum și accesul pe dig în cazul măsurilor de apărare și combatere a inundațiilor, se prevăd rampe de acces simple sau duble.

Rampele se amplasează, în dreptul drumurilor de exploatare, la o distanță medie de 2—3 km.

Față de axul digului, rampele interioare pot fi construite perpendicular, iar rampele exterioare se construiesc în sensul scurgerii apelor, înclinate cu circa 45°.

Elementele de construcție ale rampelor sînt:

— lățimea la coronament, 5 m;

— taluzuri egale 1/2 (pentru cele interioare) și 1/2 sau 1/3 (pentru cele exterioare);

— panta rampei 1/8—1/12.

În cadrul lucrărilor anexe digului se prevăd mire hidrometrice și reperi de control. Mirele hidrometrice se instalează pe taluzul digului exterior în vecinătatea cantoanelor, pentru a putea fi ușor accesibile. Reperii de control se plantează de obicei din kilometru în kilometru, determinîndu-se poziția lor planimetric și nivelitic. Pentru a se evita ruperea sau deteriorarea reperilor aceștia se plantează pe un ax paralel cu digul la o distanță de 25—50 m, înconjurîndu-se de jur împrejur cu pămînt.

## 8. SUPRAÎNĂLȚAREA DIGURILOR

Cînd digurile existente de apărare nu corespund condițiilor hidrologice din sursa de inundare, avînd cotele coronametului mai joase decît cotele rezultate din asigurările prescrise, ele trebuie supraînălțate.

Supraînălțarea se poate realiza, în principiu, în două feluri:

— axial, cînd axul coronamentului digului vechi corespunde cu axul coronamentului digului nou (fig. XIX.27);

— lateral, cînd axul digului supraînălțat este deplasat față de axul digului vechi.

Supraînălțarea laterală se poate face spre exterior (fig. XIX.28), sau spre interior (fig. XIX.29).

În toate cazurile cînd profilul nou înglobează în întregime profilul vechi, volumul de terasamente necesar supraînălțării este același, indiferent dacă se face axial sau lateral; alegerea soluției deci trebuie făcută pe baza altor criterii.

Supraînălțarea axială are o serie de dezavantaje care o face mai rar aplicabilă.

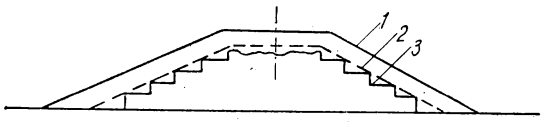



Fig. XIX.27. Supraînălțare de dig axială:
*1* — profil nou; *2* — profil vechi; *3* — trepte de înfrățire.

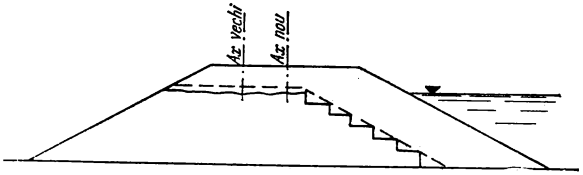



Fig. XIX.28. Supraînălțare laterală de dig, exterioară.

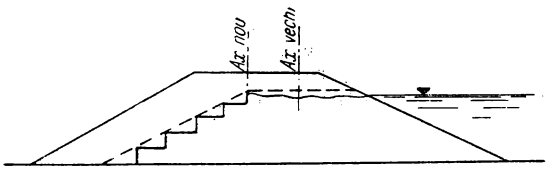



Fig. XIX.29. Supraînălțare laterală de dig, interioară.

Astfel:

— pentru o bună înfrățire a terasamentelor vechi cu cele noi trebuie făcută decaparea stratului vegetal și scarificarea întregii suprafețe a digului vechi;

— nici unul din taluzurile digului vechi, care de obicei sînt înierbate și consolidate, nu este menținut și folosit în profilul nou;

— execuția mecanizată este mai dificilă mai ales dacă grosimea stratului adăugat este mică și gropile de împrumut sînt așezate de o singură parte.

Din motivele arătate, supraînălțarea axială de obicei nu se aplică decît dacă axul digului nu poate fi deplasat.

Supraînălțarea laterală exterioară are avantajul că nu ocupă teren în interiorul suprafeței apărate și se execută mai comod dacă gropile de împrumut se pot face la exterior. Are dezavantajul că taluzul exterior consolidat al digului vechi nu este folosit.

Dacă ampriza digului nou cade peste gropile de împrumut vechi sînt necesare terasamente suplimentare pentru umplerea lor.

Dificultăți suplimentare apar cînd în zona dig-mal există perdele de protecții sau alte plantații forestiere. În acest caz sînt necesare în plus defrișări pe ampriza extinsă a digului și în zona gropilor de împrumut.

Cu toate că soluția cu suprainălțarea laterală exterioară are unele dezavantaje, este recomandabilă în cazurile cînd gropile de împrumut se pot face la exterior avînd avantajul important al păstrării intacte a terenului apărat.

Suprainălțarea laterală interioară este indicată în cazurile în care gropile de împrumut nu se pot face în zona dig-mal. Are avantajul menținerii taluzului exterior înierbat și consolidat. Dezavantajul constă în reducerea suprafeței apărate și degradarea terenului din interior datorită gropilor de împrumut.

Soluția indicată în fig. XIX.30 se poate adopta dacă profilul respectiv corespunde sub aspectul stabilității și infiltrației și dacă se poate asigura o circulație corespunzătoare pe coronamentul vechi. În această privință trebuie menționat că iarna, treapta inferioară (coronamentul vechi) este supusă la pericolul înzăpezirii, iar în perioada apelor mari ar putea să fie înmuiată datorită infiltrațiilor.

În cazurile în care suprainălțarea este mică și pantele taluzurilor digului vechi sînt mici, se poate adopta soluția din fig. XIX.31, care este în general mai economică. Pentru adoptarea ei este necesar ca noul profil să corespundă sub aspectul stabilității și infiltrației, iar $m_2 > m_3 \leqslant 2$.

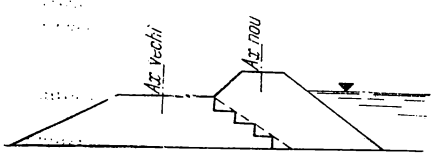



Fig. XIX.30. Suprainălțare laterală de dig, exterioară, cu menținerea coronamentului vechi.

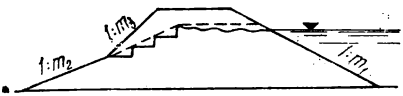



Fig. XIX.31. Suprainălțare de dig, cu taluzul inferior frînt.

În toate soluțiile trebuie acordată o deosebită atenție realizării unei bune înfrățiri a terasamentelor vechi cu cele noi. În acest scop este necesar să se decapeze stratul vegetal și să se facă trepte de înfrățire sau o bună scarificare a suprafeței digului vechi care se înglobează în profilul nou.

Execuția terasamentelor noi trebuie făcută de jos în sus, în straturi orizontale bine compactate.

## 9. RUPEREA DIGURILOR

### 9.1. CAUZELE RUPERII DIGURILOR

Fenomenele fizice principale care pot provoca ruperea digurilor sînt:
— deversarea peste coronament;
— infiltrațiile prin dig și fundație;

— cedarea fundației și alunecarea taluzurilor;
— acțiunea mecanică a valurilor, curenților și a gheții.

Statisticile existente arată că cele mai frecvente ruperi s-au produs datorită deversării și infiltrațiilor.

Pericolul ruperii digurilor poate fi redus la minimum printr-o proiectare judicioasă, o execuție corectă și o întreținere corespunzătoare.

Admițînd că se iau toate măsurile tehnice și organizatorice normale pe linie de proiectare, execuție și întreținere, pericolul ruperii totuși nu poate fi înlăturat total, însă în acest caz capătă un caracter de accident.

La aprecierea pericolului ruperii accidentale a digurilor trebuie să se aibă în vedere caracterul specific al acestor lucrări.

Digurile sînt construcții de pămînt care se întind pe lungimi mari (zeci de km) în cadrul unităților apărate.

Materialul folosit, pămîntul, de obicei se extrage de la suprafața terenului din imediata apropiere a digului. Cu toate că proprietățile pămîntului variază adesea mult în lungul traseului, condițiile economice, în general, nu favorizează aducerea materialului celui mai bun de la distanțe mari și se recurge la folosirea pămînturilor aflate în apropierea traseului, chiar dacă au proprietăți mai puțin favorabile.

Neidentificarea unor puncte periculoase de pe traseu, uneori se datorește și faptului că forajele geotehnice nu se fac suficient de dese, pe lungimi mari, pentru a se reduce cheltuielile de studii.

Pe anumite sectoare, în cazul terenurilor mai slabe se pot produce tasări mari și inegale care pot provoca fisuri în dig. Apa, la niveluri mari, pătrunde în aceste fisuri și mărește pericolul străpungerii digului. Fisuri mari se pot produce și datorită contracției terenurilor argiloase.

În terenuri nisipoase se poate produce fenomenul de antrenare hidrodinamică a particulelor în unele zone specifice, neidentificate prin studii.

Unele animale sapă galerii în corpul digului care scap atenției organelor de exploatare.

Zăpoarele provoacă uneori creșteri și descreșteri rapide ale nivelului apei creînd gradienți măriți în corpul digului.

La cele de mai înainte se adaugă și alte cauze neobișnuite care pot duce la ruperea accidentală a digurilor (cutremure, acțiuni militare etc.).

Unele aspecte hidraulice legate de ruperea digurilor sînt tratate la Cap. X.

## 9.2. CONSECINȚELE RUPERII DIGURILOR

În urma ruperii digurilor se produc pagube importante atît agriculturii, cît și construcțiilor, căilor de comunicații și altor obiective care se dezvoltă la adăpostul lor.

În agricultură, pagubele directe se referă la culturile agricole, la mijloacele de producție și la produsele existente pe suprafețele îndiguite.

La mijloacele de producție se includ atît pagubele de la mașinile și utilajele agricole și centrele gospodărești cît și pagubelor de la amenajările hidroameliorative (lucrări de desecări, irigații, construcții hidrotehnice, stații de pompare etc.) care se execută pe terenurile de apărare.

Pagubele provocate construcțiilor (clădiri, obiective industriale etc.), căilor de comunicații etc. constau din degradarea lor din cauza inundațiilor cît și din întreruperea procesului de funcționare.

Tot la pagube directe trebuie incluse : cheltuielile de pompare a apelor de inundaţii, evacuarea bunurilor mobile din incintă.

În afară de pagube materiale directe se mai produc şi pagube indirecte, intreruperea aprovizionării normale cu produse agricole, perturbări în viaţa economică şi socială a zonei inundate etc.

Întrucît pagubele provocate de ruperea digurilor, în general, sînt foarte importante, în vederea limitării acestora, la incintele apărate, în afara digului longitudinal, se prevăd şi diguri transversale, de compartimentare.

Justificarea prevederii digurilor de compartimentare, precum şi mărimea compartimentelor se face în cadrul proiectării pe baza calculelor tehnico-economice comparative. Unele criterii pentru stabilirea mărimii compartimentelor sînt indicate la Cap. XIX.2.

## 9.3. MĂSURI DE LOCALIZARE A BREŞELOR ŞI DE REFACERE A DIGULUI

În cazul în care din diferite motive s-a produs ruperea digului, este necesar să se ia de urgenţă măsuri pentru localizarea breşei atît în lungime cît şi în adîncime, pentru oprirea pătrunderii apei în incintă şi pentru refacerea digului.

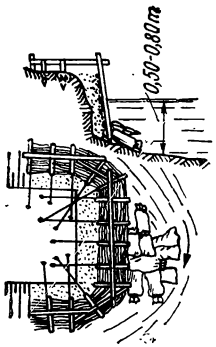



Fig. XIX.32. Consolidarea capetelor digului rupt cu fascine şi anrocamente.

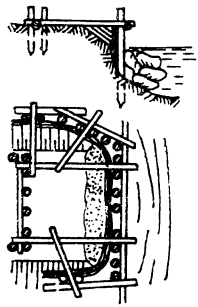


Fig. XIX.33. Consolidarea capetelor digului rupt cu piloţi şi palplanşe.

În acest scop, cele două capete ale digului rupt trebuie consolidate, fie cu fascine lestate şi cu anrocamente (fig. XIX.32), fie printr-un jug de piloţi cu perete de palplanşe (fig. XIX.33).

La închiderea breşei trebuie să se aibă în vedere că viteza curentului este mare (peste 2 m/s) şi în consecinţă lucrările de închidere trebuie executate în aceste condiţii grele.

Închiderea breşei se poate realiza cu ajutorul unui batardou din anrocamente, gabioane sau blocuri de beton, realizat în partea amonte a breşei şi racordat la dig, dincolo de capetele consolidate ale digului rupt.

Batardoul se execută începînd de la dig spre centrul breşei, prin avansarea concomitent de la ambele capete.

Mărimea blocurilor de piatră, beton sau gabioane ce se folosesc trebuie calculată ţinînd seama de forţa de antrenare a curentului şi de faptul că vitezele apei cresc pe măsură ce se îngustează breşa. Se arată în mod orientativ că pentru închiderea părţii centrale a breşei greutatea blocurilor folosite este de ordinul a 200—250 kg.

După realizarea batardoului din anrocamente, trebuie luate măsuri pentru etanşarea lui. În acest scop se pot folosi saci de nisip lansaţi pe taluzul amonte al batardoului, eventual acoperiţi cu prelate sau folii de material plastic.

După executarea batardoului şi etanşarea lui se trece la desfacerea consolidărilor de la capetele digului şi refacerea acestuia în zona rupturii. Trebuie acordată o atenţie deosebită îndepărtării corpurilor străine de pe ampriza digului şi realizării unei legături bune cu capetele digului vechi.

# 10. EXECUŢIA LUCRĂRILOR DE ÎNDIGUIRE

## 10.1. DOCUMENTAŢIA TEHNICĂ NECESARĂ EXECUŢIEI LUCRĂRILOR DE ÎNDIGUIRE

Execuţia digurilor se face în conformitate cu proiectul întocmit, respectîndu-se întocmai, secţiunile, dimensiunile şi succesiunea operaţiilor indicate de procesele tehnologice cuprinse în proiect. Execuţia digului se desfăşoară în conformitate cu principiile cuprinse în proiectul de organizare a şantierului prin care se precizează elementele organizării progresive a proceselor de construcţie şi anume : procesele tehnologice, etapele de execuţie, mijloacele de realizare a lucrărilor, materialele necesare, forţele de muncă, lucrările pregătitoare şi lucrările de organizare.

## 10.2. VERIFICAREA PE ŞANTIER A CONDIŢIILOR TEHNICE ALE PĂMÎNTURILOR FOLOSITE LA EXECUŢIA DIGULUI

Constructorul va urmări şi verifica în timpul execuţiei, corespondenţa naturii terenului de fundaţie şi a materialului de construcţie existent, cu datele cuprinse în proiect. La executarea terasamentelor din corpul digului se va urmări realizarea gradului de compactare indicat prin proiect prin probe care se vor încerca în laboratorul de şantier. Probele se vor lua continuu, în toate etapele de execuţie, în diferite puncte din corpul digului.

Dacă se constată neconcordanţe cu valorile din proiect, executantul va lua imediat măsuri de remediere sau în cazuri mai dificile va cere avizul proiectantului.

## 10.3. MATERIALIZAREA PE TEREN A LUCRĂRILOR PROIECTATE

Materializarea lucrărilor proiectate se face astfel :

— se pichetează axul digului cu țăruși, din 50 în 50 m cu micșorarea distanței la 10—20 m în porțiunile accidentate și în curbe, înscriindu-se pe țăruși înălțimea coronamentului (banchetei) proiectat și poziția hectometrică ;

— se verifică dacă în zonele de curbură corespund unghiurile între aliniamente, iar în cazul că există diferențe între proiect și teren se recalculează elementele curbelor de racordare și se materializează pe teren ;

— după fixarea și pichetarea axului se reface nivelmentul pe traseul digului și se construiește profilul longitudinal de execuție ;

— se materializează punctele care marchează secțiunea rambleului pe perpendiculara ridicată pe axul traseului (pe ambele părți ale acestuia) pe o zonă care cuprinde în întregime ampriza ; pe aceste traverse se marchează prin țăruși elementele principale ale secțiunii transversale ; ampriza digului, proiecția pe teren a muchiilor coronamentului (eventual a muchiilor banchetei) sau a punctelor de frîngere a taluzurilor dacă există. Materializarea în plan vertical a secțiunii transversale a digului se face prin șabloane fixe sau mobile. Constructorul va îndepărta după execuție șabloanele, deoarece în caz contrar prin putrezirea lemnului rămîn goluri care favorizează infiltrația.

## 10.4. LUCRĂRI DE PREGĂTIRE A TERENULUI PENTRU EXECUȚIA DIGULUI

Lucrările pregătitoare pe ampriza digului și a gropilor de împrumut sînt următoarele :

— defrișarea vegetației arborescente prin smulgere sau doborîre. La această operație se vor respecta regulile de exploatare silvică, asigurîndu-se valorificarea masei lemnoase. În fig. XIX.34 sînt prezentate diferite scheme de lucru pentru defrișarea zonelor ocupate de tufișuri și arbori cu diametrul pînă la 20 cm ;

— scoaterea cioatelor și buturugilor, care se execută cu ajutorul mașinilor de defrișat, a greblelor defrișătoare — colectoare, cu excavatoare, cu buldozerul, cu ajutorul explozivilor, cu scarificatoarele de tip greu, cu ajutorul troliilor montate pe tractor

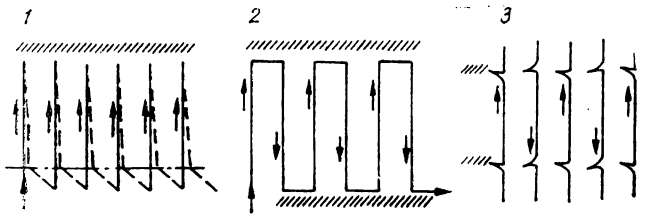



Fig. XIX.34. Schemele de lucru cu mașina de defrișat.

sau numai prin ancorarea cu un cablu tras de un tractor de tip greu. Alegerea tipului de utilaj se face în funcție de diametrul, densitatea și esența cioatelor. Cioatele scoase se îndepărtează în afara amprizei, care apoi se curăță și de resturile vegetale rămase ;

— îndepărtarea bolovanilor se face cu buldozerul, cu mașina de defrișat sau cu grebla defrișător-colector ;

— decaparea stratului vegetal, cu buldozerul; adîncimea decapării pe terenurile agricole este de 10—15 cm. Depozitarea pămîntului vegetal se face la o distanță de 10—20 m de ampriză, pentru a fi folosit la înierbarea taluzurilor și coronamentului pe o grosime de 10—20 cm (după compactare), ținîndu-se seama că acest strat se include în secțiunea proiectată a rambleului.

În cazul în care traseul digului traversează privaluri, bălți, albii părăsite etc. se vor lua măsuri speciale pentru pregătirea terenului. Pentru aceasta se vor efectua următoarele operații pregătitoare:

— se vor înlătura resturile vegetale și materialul necorespunzător, pînă la stratul de pămînt sănătos în care se va face încastrarea rambleului;

— se vor executa lucrări de scarificare a malurilor pentru a se asigura o bună legătură a terasamentelor cu terenul natural, dimensiunile treptelor fiind cele prevăzute prin proiect.

În unele cazuri prevăzute în proiect, se va executa mobilizarea amprizei prin:

— arătură la adîncimi variind între 30—50 cm;

— executarea mecanică a unor șanțuri cu următoarele dimensiuni: lățime 25—30 cm, adîncime 40—50 cm, distanța între șanțuri 50—100 cm.

La reprofilarea unui dig existent se vor executa pe taluzuri trepte cu dimensiuni variabile, conform prevederilor din proiect. Această operație se va executa cu grederul, autogrederul, buldozerul sau angledozerul.

În cazul în care pe traseul digului se găsesc ape stagnante, se vor lua măsuri de îndepărtarea acestora prin epuismente sau prin săpare de rigole sau șanțuri de scurgere. În cazul execuției unui tronson de dig prin apă se poate folosi și metoda de lucru cu descărcarea terasamentelor prin înaintare (Pioner).

Gropile de împrumut din zona dig-mal se amplasează de regulă la o distanță de cel puțin 10 m de taluzul exterior al digului. Adîncimea gropilor de împrumut exterioare este de 0,60—0,80 m spre dig și de 1,00—1,20 m spre malul rîului. În cazul în care prin proiect se prevăd gropi de împrumut în interior, adîncimea acestora nu va fi mai mare de 0,60 m și ele se vor nivela în vederea redării terenului în circuitul agricol.

La intervale, care depind de panta longitudinală a terenului, variind în general între 50 și 100 m, între gropile de împrumut se lasă praguri în lățime de 5—10 m care contribuie la micșorarea vitezei curenților de apă în timpul viiturii și la colmatarea gropilor de împrumut.

## 10.5. EXECUȚIA TERASAMENTELOR

Execuția terasamentelor în uscat se realizează de obicei mecanizat cu următoarele utilaje:

— screpere (capacitatea cupei 2,75 m³; 6,00 m³; 11,00 m³);

— autoscrepere (6,00—11,00 m³);

— gredere elevatoare.

Excavarea terasamentelor cu screperul sau cu autoscreperul este economică dacă distanța medie de transport nu depășește 500 m în cazul screperului de 6 m³ capacitate și 1 000 m în cazul autoscreperului de 8—10 m³ capacitate cupă.

Pentru a se asigura o bună circulație a screperului se amenajează rampe de intrare și ieșire în gropile de împrumut precum și pe traseul lucrărilor de terasamente.

Rampa de lucru pentru screper are panta de cel puțin 1 : 4.

Se va urmări ca lada (cutia) screperului să fie integral umplută pe o distanță de excavare cît mai mică (15—25 m). În cazul distanțelor de transport sub 150 m

se admite ca umplerea cutiei screperului să se facă pe o distanță de încărcare de maximum 15 m cu realizarea unei umpleri incomplete a acesteia (minimum 2/3 din capacitate); gradul de umplere se compensează cu numărul mărit de cicluri.

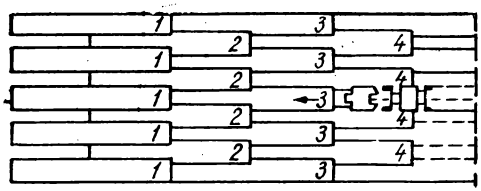



Fig. XIX.35. Săparea pămîntului cu screperul, acesta folosind schema *în șah*:
*1, 2, 3, 4* – ordinea de săpare.

Săparea pămîntului cu screperul se execută numai în linie dreaptă. Schema de săpare cu randamentul cel mai bun este *în șah* la care între două fîșii săpate se lasă una nesăpată avînd o lățime aproximativ egală cu jumătatea lățimii de tăiere a cuțitului screperului așa cum se arată în fig. XIX.35.

La executarea digurilor cu screperul sau autoscreperul se folosesc schemele de lucru *în opt, în elipsă, în zigzag, în buclă* sau *în triunghi.*

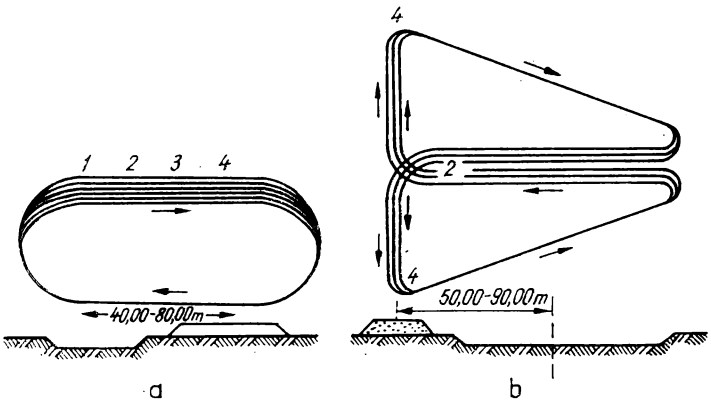



Fig. XIX.36. Schema de lucru cu screperul *în elipsă a* și *în triunghi b*:
*1, 2, 3, 4*—ordinea de săpare.

Alegerea schemei de lucru se face în funcție de mărimea frontului de lucru, înălțimea digului și relieful terenului.

În cazul în care se execută sectoare de dig cu front de lucru mic se folosesc schemele de lucru *în elipsă* și *în triunghi* (fig. XIX.36).

În general, la execuția digurilor se poate aplica schema de lucru *în opt* (fig. XIX.37) care este mai avan ajoasă, deoarece pentru o descărcare este necesară numai o întoarcere a screperului la 180°, în timp ce la schema eliptică trebuie făcute două întoarceri la 180°.

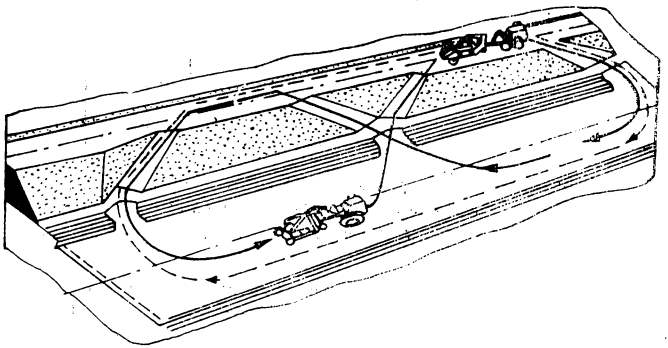


Fig. XIX.37. Schema de lucru cu screperul *în opt*.

În cazul execuției digurilor de compartimentare, cînd se pot admite gropi de împrumut pe ambele laturi ale rambleului se poate folosi schema de lucru în zigzag (fig. XIX.38) sau *în spirală* (fig. XIX.39).

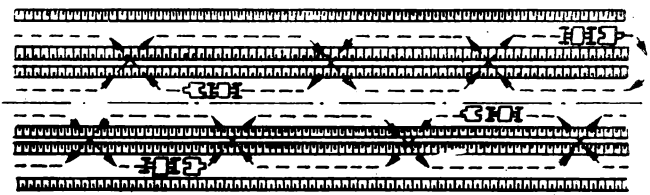


Fig. XIX.38. Executarea digului de compartimentare cu screperul după schema în *zigzag*.

La execuția terasamentelor cu greder elevator pămîntul săpat se încarcă în remorci basculante sau autobasculante care transportă și descarcă pămîntul în corpul digului.

Lungimea frontului de lucru al grederului elevator este în medie de 800—1 000 m, iar distanța între rampe se fixează la maximum 150 m.

Grederul elevator lucrează fără prelungitor, iar unghiul benzii cu orizontala va fi de maximum 28—30°.

În cazul unor distanțe de transport mai mari se folosesc excavatoare cu diverse echipamente (lopată dreaptă, lopată întoarsă, draglină, graifăr) sau gredere elevatoare, iar pentru operația de transport se folosesc autobasculantele sau remorcile basculante.

În cazul execuției terasamentelor digului cu excavatoare sau gredere elevatoare, care încarcă în mijloacele de transport, alegerea și numărul acestora va fi stabilit pe baza următoarelor considerente:

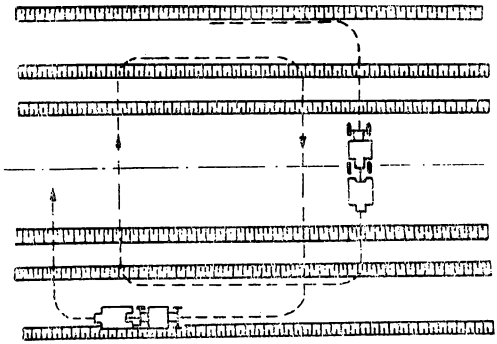


Fig. XIX.39. Executarea digului de compartimentare cu screperul după schema *în spirală*.

— se va ține seama la alegerea lor de distanța de transport, de natura și relieful terenului pe care se circulă;

— se va asigura funcționarea continuă a utilajului de săpat, la randamentul maxim al acestuia;

— se va evita staționarea mijloacelor de transport la încărcare;

— capacitatea mijlocului de transport va fi un multiplu întreg al cupei (în cazul excavatoarelor);

— încărcarea mijlocului de transport se va face într-un număr cît mai redus de cicluri în situația că se lucrează cu excavatorul.

Necesarul de vehicule va fi stabilit cu formula:

$$N = \frac{P_e}{P} K_t ,$$

în care: $P$ este productivitatea autobasculantei sau remorcii, în m³/schimb;
$P_e$ — productivitatea utilajului de săpat, în m³/schimb;
$K_t$ — coeficientul de folosire a timpului (0,60—0,80).

Descărcarea terasamentelor în corpul digului se face în straturi de 20—40 cm pentru a se asigura astfel o bună compactare. Grosimea stratului este în funcție de utilajul de compactare ales.

În cazul în care utilajele care descarcă materiale pentru terasamente nu realizează o așezare în straturi, se prevede nivelarea lor.

Nivelarea terasamentelor se execută în mod obișnuit cu buldozerul, cu grederul sau cu autogrederul.

În timpul execuţiei se va urmări realizarea secţiunii de dig proiectate, în condiţiile de compactare prescrise atît în corpul digului cît şi pe taluzuri.

Utilajele terasiere de tipul screper, autoscreper, remorci basculante, realizează o bună compactare cu ocazia trecerilor pentru transportul, descărcarea şi împrăştierea pămîntului. De acest lucru se va ţine seama la calculul utilajelor ce se folosesc numai pentru compactare prin echivalenţa în lucru mecanic necesar compactării terasamentelor.

Spre a se folosi din plin acest efect, circulaţia utilajelor terasiere şi a mijloacelor de transport trebuie făcută în mod organizat, cu urmărirea decalării sistematice a trecerilor peste terasamentele proaspăt depuse, astfel încît rambleul să fie acoperit pe toată suprafaţa platformei de urmele de trecere a mijloacelor de transport.

La începerea fiecărei porţiuni de dig care în conformitate cu proiectul se execută din acelaşi material şi în baza aceleiaşi tehnologii, se va face verificarea caracteristicilor de compactare prevăzute în proiect.

Pentru aceasta, constructorul (prin laboratorul de şantier) va organiza construirea platformelor experimentale denumite *tronson de începere* cu o lungime de circa 50—100 m,

*Tabelul XIX.15*

**Date asupra compactării terenurilor**

| Utilajul | Greutatea utilajului kg | Presiunea specifică kgf/cm | Lăţimea compactării la o trecere m | Forţa de tracţiune kgf | Lucrul mecanic de compactare mediu la o trecere tfm/m³ | Grosimea stratului înainte de compactare m | Numărul de treceri necesare | Categoriile de terenuri la care se aplică |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tăvălug picior de oaie Steaua Roşie (cu balast) | 3 870 | 53,00 | 1,65 | 1 350 | 4,50 | 0,25—0,30 | 5—15 | Pămînturi argiloase plastic consistente (tari) |
| Tăvălug picior de oaie D130A (cu balast) | 5 000 | 60,00 | 1,63 | 1 750 | 5,80 | 0,25—0,30 | 4—8 | |
| Tractor pe şenile KD 35 | 3 700 | 0,72 | 0,56 | 600 | 5,20 | 0,20 | 6—10 | Nisipuri prăfoase, argile exceptînd argile moi |
| Tractor pe şenile S80 | 11 400 | 0,48 | 1,00 | 1 700 | 8,50 | 0,25 | 6—10 | |
| Screper Progresul de 6 m³ încărcat | 20 000 | 3,00—5,00 | 0,50 | 2 000 | 18,00 | 0,35 | 3—6 | |

pentru fiecare mod de compactare prevăzut în proiect. Tronsonul de începere face parte integrantă din rambleul respectiv.

Realizarea lucrărilor pe tronsonul de începere se face în modul următor:

Pămîntul avînd umiditatea în limitele admisibile indicate prin proiect se aşază în straturi a căror grosime variază în funcţie de utilajul de compactare conform datelor din tabelul XIX.15.

Straturile vor fi nivelate şi curăţate de corpuri străine. Se vor folosi atît utilajele speciale de compactare cît şi cele care realizează compactarea în timpul transportului terasamentelor; cu fiecare tip de utilaj în parte se va executa un număr de treceri în conformitate cu procesul tehnologic prevăzut în proiect. Trecerile învecinate trebuie să se suprapună pe o lăţime de 0,25—0,50 m.

Se va determina prin probe prelevate în două puncte alese la întîmplare, umiditatea şi greutatea volumetrică uscată realizată după fiecare două treceri. Din fiecare punct ales se vor preleva cîte două probe la fiecare 10 cm grosime de strat. Se vor trasa curbe, avînd în abscisă numărul de treceri şi în ordonată greutatea volumetrică uscată. Curbele se vor trasa separat pentru fiecare grosime a stratului compactat. Operaţia se continuă pînă cînd se constată că un număr suplimentar de treceri nu mai îmbunătăţeşte în mod sensibil gradul de compactare obţinut. Pe tronsonul de începere se va face şi tararea penetrometrelor de control.

În timpul execuţiei corpului digului, straturile ce se compactează se nivelează cu o pantă uşoară (2—3%) spre exterior pentru a se asigura scurgerea apelor provenite din eventualele precipitaţii ce cad în timpul execuţiei.

### 10.6. FINISAREA DIGULUI

Finisarea terasamentelor digului (nivelări şi polituri) se va executa după realizarea compactării corespunzătoare, conform indicaţiilor din proiect.

În general, elementele secţiunii digului (lăţimea la coronament, înclinarea taluzurilor) permit execuţia finisării, complet mecanizat folosind unităţi complexe de maşini alcătuite din screpere, buldozere, gredere sau autogredere.

În vederea realizării unei finisări fine a taluzurilor digului se recomandă folosirea echipamentelor speciale ce se pot monta la greder, autogreder şi buldozer, denumite lame taluzătoare.

## 11. EXPLOATAREA TEHNICĂ, MĂSURI SPECIALE DE APĂRARE ŞI ÎNTREŢINERE A DIGURILOR

### 11.1. EXPLOATAREA TEHNICĂ A DIGURILOR

Proiectul îndiguirii trebuie să cuprindă toate lucrările şi mijloacele care să asigure condiţii pentru o bună exploatare şi anume:

— căi de acces la dig şi căi de circulaţie în lungul digului (pe coronament sau la baza lui) care să asigure transportul materialelor şi mijloacelor de intervenţie în perioadele de apărare şi în afara lor;

— legături de telecomunicaţii (telefon sau radio) între centrele de administrare şi întreţinere a digului;

— centre gospodăreşti care să asigure administrarea, paza, întreţinerea şi posibilităţile de intervenţie în perioada de apărare;

— maşini şi alte mijloace necesare pentru o bună exploatare şi întreţinere.

Perioada de exploatare propriu-zisă a digului corespunde de fapt cu perioada apelor mari cînd digul îşi îndeplineşte efectiv rolul de apărare. În această perioadă se iau măsuri speciale pentru prevenirea accidentelor şi asigurarea funcţionării normale a digului.

## 11.2. MĂSURI SPECIALE DE APĂRARE

În timpul apelor mari este necesar să intre în acţiune planul de măsuri elaborat anterior, prin care se prevăd:

— aprovizionarea cu materiale (fascine, piatră, palplanşe, folii de materiale plastice etc.) în puncte uşor accesibile;

— mijloacele de transport (autocamioane, remorci cu tractoare etc.);

— supravegherea continuă, zi şi noapte, de către personalul de exploatare a sistemului îndiguit, în vederea depistării punctelor unde apar primele semne ale eventualelor degradări posibile;

— utilajele, materialele şi forţa de muncă de intervenţie, în cazuri de accidentare a digurilor (şalupe, sonete mecanice plutitoare, piatră, fascine etc.).

Planurile de măsuri se elaborează pe baza unor instrucţiuni şi acte normative privind volumul materialelor şi mijloacelor necesare.

După natura cauzelor posibile de accidentare a digurilor se vor aplica măsuri corespunzătoare.

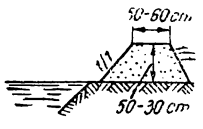



Fig. XIX.40. Diguri iepureşti.

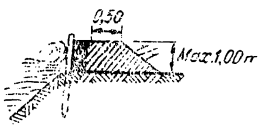



Fig. XIX.41. Gard de nuiele cu dig iepuresc.

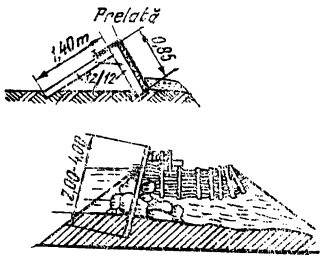



Fig. XIX.42. Panouri de dulapi, etanşeizate cu ajutorul foliilor de material plastic.

În cazul în care depăşirea coronamentului devine posibilă se vor executa lucrări propriu-zise de supraînălţare prin:

— diguri mici pe coronament numite şi diguri epureşti (fig. XIX.40);

— gard de nuiele cu digul epuresc sau saci cu nisip (fig. XIX.41);

— panouri de dulapi sau plăci de stufit etanşeizate cu ajutorul foliilor de material plastic (fig. XIX.42).

În cazul infiltraţiilor manifestate prin apariţia grifoanelor şi a izvoarelor cu apă tulbure, pe taluz sau în spatele digului, se vor lua următoarele măsuri :

— construirea platformelor de pământ (banchete) care să acopere zonele periculoase, avînd rolul de acoperire a curbei de infiltraţie prin dig şi de creierea unei contrapresiuni în partea aval a digului ;

— diguri mici circulare (contradiguri) construite în jurul gropilor pentru realizarea unei coloane de apă care micşorează gradientul de ieşire al curentului subteran ;

— acoperirea zonelor periculoase cu material filtrant (balast şi nisip grosier) ;

— pentru oprirea infiltraţiilor locale puternice ca urmare a unor fisuri în dig sau galerii de rozătoare se recomandă acoperirea taluzului amonte prin prelate, folii de materiale plastice, saci cu nisip etc.,

În cazul în care materialul din dig se înmoaie şi există pericolul de curgere este necesar să se execute un masiv de pământ alăturat digului periclitat sau un dig semicircular, care să circumscrie sectorul periclitat.

Pentru protecţia taluzului amonte, în cazul în care acesta este erodat de valuri, este indicat să se protejeze taluzul cu lucrări de protecţie provizorie descrise la Cap. XIX.6.

## 11.3. ÎNTREŢINEREA DIGURILOR

Lucrările de întreţinere a digurilor au drept scop menţinerea acestora în condiţii care să asigure o bună şi continuă funcţionare a lor. Ele se referă la : corpul digului, înierbarea digului, lucrările de consolidare, lucrările anexe ale digului şi la perdelele de protecţie.

Lucrările de întreţinere a corpului digului constau din refacerea şi aducerea la cota proiectată a coronamentului degradat de ploi sau de circulaţia vehiculelor, astuparea cu pământ bine compactat a lăsărilor ivite pe taluzuri, astuparea găurilor şi galeriilor făcute de animale. Combaterea dăunătorilor se realizează prin turnare de apă prin galerii, prin otrăvire cu sulfură de carbon, cloropicrină sau alte substanţe toxice. Profilul transversal şi longitudinal trebuie verificat periodic prin lucrări de nivelment legate la sistemul de reperi plantaţi în lungul digului.

Pentru menţinerea consolidării biologice a taluzurilor, coronamentului, banchetelor şi a zonelor de protecţie se aplică următoarele măsuri agrotehnice : distrugerea buruienilor, grăparea, îngrăşarea, cositul repetat al ierbii, completarea golurilor prin reînsămînţare. Prin aceste măsuri se asigură existenţa unui covor compact de iarbă pe întreaga lungime a digului şi a zonelor de protecţie.

Întreţinerea lucrărilor de consolidare constă din completări şi reparaţii ale zonelor degradate în vederea readucerii lor în starea care să le permită să îndeplinească funcţia pentru care au fost prevăzute.

La lucrările anexe, cantoane, mire, bazine, borne etc., trebuie să se efectueze lucrările specifice de reparaţii şi întreţinere care să le menţină în stare bună.

Întreţinerea şi exploatarea perdelelor de protecţie trebuie să se facă de către organul de exploatare al digului sau de organele silvice pe baza unor instrucţiuni speciale prin care să se asigure în permanenţă rolul important de protejare a digului pe care îl au plantaţiile din zona dig-mal.

**BIBLIOGRAFIE**

1. Hîncu, S. *Unele probleme ale scurgerii apelor mari pe Dunăre în regim îndiguit.* În : Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia, Bucureşti, nr. 9, 1966.
2. Vladimirescu, I. *Referat asupra calculului inundării polderelor* (incintelor îndiguite). Manuscris, 1966.
3. Ministerstvo Selscogohozeaistva S.S.S.R. *Ukazania po proektirovanin obvalovaniea na rekah i melioratîh sistemah. S.N.U.* 1—63.
4. Vladimirescu, I. *Asupra filtrării nestaţionare în diguirile de pămînt.* În : Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologie, Bucureşti, 1959.
5. Dron, A. *Construcţii de baraje din pămînt, anrocamente şi beton pe terenuri aluvionare.* Bucureşti, I.D.T., 1965.
6. Post, G. şi Londe, P. *Les barrages en terre compactée.* Paris, Editura Gauthier-Villars, 1953.
7. Comitetul de Stat al Apelor. *Instrucţiuni tehnice privind executarea lucrărilor de terasamente pentru hidroameliorafii.* Bucureşti, I.D.-20—1965.

## SECȚIUNEA XX

# DESECĂRI

Ing. **S. Boeru**, Ing. **R. Mândru**, Ing. **A. Haret**

**CUPRINS**


1. Considerații asupra solurilor cu exces de umiditate și măsurile de ameliorare a lor (Ing.S. Boeru) . . . . . 553
   1.1. Soluri cu exces de umiditate . . . . . 553
   1.2. Combaterea excesului de umiditate . . . . . 555
   1.3. Terenuri cu exces de umiditate în Republica Socialistă România . 557
   1.4. Studii necesare proiectării lucrărilor de desecare . . . . . 558
2. Tehnica desecării (Ing. S. Boeru) . . . . . 559
   2.1. Metodele de desecare . . . . . 559
   2.2. Elementele componente ale sistemelor de desecare . . . . . 562
3. Colectarea și îndepărtarea apelor de suprafață în exces (Ing. S. Boeru) . 565
   3.1. Calculul volumelor de apă și debitelor de evacuat . . . . . 565
   3.2. Trasarea și dimensionarea rețelei de canale deschise . . . . . 576
   3.3. Evacuarea apelor colectate . . . . . 581
4. Coborîrea nivelului apelor freatice (Ing. S.Boeru) . . . . . 583
   4.1. Stabilirea adîncimii de drenaj și a debitului de evacuat. . . . . 583
   4.2. Amplasarea și dimensionarea rețelei de drenaj . . . . . 589
   4.3. Drenaj cu tuburi . . . . . 597
5. Desecări speciale. (Ing. R. Mîndru) . . . . . 601
   5.1. Desecări verticale . . . . . 601
   5.2. Drenajul combinat . . . . . 603
   5.3. Drenarea teritoriului orașelor și șantierelor . . . . . 604
   5.4. Colmatarea terenurilor joase . . . . . 505
6. Lucrări de artă pe rețeaua de desecare (Ing. R. Mîndru) . . . . . 607
   6.1. Construcții hidrotehnice pe rețeaua de canale deschise . . . . . 607
   6.2. Construcții hidrotehnice în rețeaua de drenaj . . . . . 608
   6.3. Lucrări de consolidare a canalelor . . . . . 609
7. Stații de pompare (Ing. A. Hareț) . . . . . 610
   7.1. Clasificare. Date de bază pentru proiectare . . . . . 610
   7.2. Echipamentul hidromecanic de bază și instalațiile auxiliare . . . . 611
   7.3. Conducte și armături . . . . . 619
   7.4. Construcțiile stației de pompare. . . . . 622
   7.5. Instalații electrice și automatizări . . . . . 625
8. Execuția și exploatarea lucrărilor de desecare (Ing. R. Mîndru) . . . . 628
   8.1. Execuția lucrărilor de desecare . . . . . 628
   8.2. Exploatarea și întreținerea lucrărilor de desecare . . . . . 630

*Bibliografie* 632

# 1. CONSIDERAȚII ASUPRA SOLURILOR CU EXCES DE UMIDITATE ȘI A MĂSURILOR DE AMELIORARE

## 1.1. SOLURI CU EXCES DE UMIDITATE

1.1.1. **Particularitățile solurilor cu exces de umiditate.** Apa și aerul ocupă împreună, în diferite proporții, porii solului sau *spațiul lacunar*. În cadrul porozității totale a solului, se pot diferenția (după Schumacher), în funcție de dimensiunile porilor, *o porozitate capilară*, în care se reține în mod obișnuit apa și o *porozitate necapilară*, care permite aerația solului. Porozitatea necapilară este aceea care influențează în mod hotărîtor permeabilitatea pentru apă a solului și care, în același timp, condiționează posibilitatea solului de a fi aerat.

Aerația activă a solului este necesară atît pentru satisfacerea cerințelor de oxigen ale rădăcinilor și a cerințelor de azot ale microorganismelor, cît și pentru eliminarea bioxidului de carbon rezultat în procesele biologice care au loc în sol. *Porozitatea de aerație* (dedusă din porozitatea totală minus volumul corespunzător capacității de apă în cîmp) are valori diferite pe profilul solului, cuprinse obișnuit între 15 și 25 % la solurile cu textură lutoasă, iar la cele cu textură luto-argiloasă și argilo-lutoasă între 12 și 20 %. Pentru dezvoltarea normală a plantelor, capacitatea de aer a solului (după Kopecky) trebuie să fie de cel puțin 6—10 % în cazul culturilor furajere, 10—15 % în al cerealelor și 15—20 % în al rădăcinoaselor.

Regimul aerului din sol este strîns legat de regimul hidric, întrucît variațiile cantitative ale apei din sol determină variații inverse în volumul ocupat de aer. În anumite situații, diverși factori externi — care pot fi de natură meteorologică, geomorfologică, hidrologică ori hidrogeologică — determină un exces de umiditate, fie sub forma apelor de băltire la suprafața terenului, fie de umezire excesivă a solului pe profil. Aceste situații pot fi favorizate de factori interni de natură pedo-litologică, care influențează nefavorabil drenajul intern al solului. Se pot diferenția, din punct de vedere agricol, 3 stări principale ale umezirii în exces a solului : *soluri ude*, care au spațiul lacunar practic plin cu apă astfel că, luîndu-le în mînă, apa se scurge de la sine sau picură prin apăsare ; *soluri umede*, la care apa devine vizibilă prin apăsare, însă nu picură ; *soluri jilave*, care umezesc mîna prin apăsare, dar apa nu este vizibilă.

Excesul de umiditate nu dăunează plantelor prin el însuși, ci mai ales prin faptul că determină o aerație insuficientă a solului, reducînd volumul ocupat de aer sub valoarea limită a capacității de aer și împiedicînd circulația și împrospătarea aerului din sol. Ca urmare, are loc o scădere a conținutului de oxigen și o îmbogățire în bioxid de carbon. Activitatea vitală a rădăcinilor și a microorganismelor se încetinește, procesele, de oxidare și mineralizare a resturilor organice devin insuficiente. Din această cauză, în orizonturile superficiale ale solului are loc o acumulare a materiei organice în diferite

stadii de descompunere, putîndu-se ajunge chiar — în funcție de gradul și durata umezirii excesive — la formarea unor straturi subțiri sau mai groase de turbă. În același timp, insuficiența aerației face ca microorganismele facultativ anaerobe să-și ia oxigenul necesar activității vitale din compușii oxidați ai fierului și manganului; compușii trivalenți sînt reduși astfel în compuși bivalenți, care au o influență nocivă asupra plantelor.

Acest proces complex determinat de excesul de umiditate poartă denumirea generală de *proces de gleizare*, iar orizontul de sol în care are loc se numește *orizont de glei*.

Pe lîngă cele arătate, solurile cu exces de umiditate prezintă și alte dezavantaje din punct de vedere agricol. Ele sînt în general soluri reci, din cauza evaporației puternice și a faptului că se încălzesc mai greu decît solurile normale. Nu au o structură favorabilă, se lucrează greu, iar după uscare devin bolovănoase. Primăvara zăpada se topește încet, iar însămînțarea suferă întîrzieri. Înrădăcinarea plantelor rămîne superficială, astfel că în perioadele secetoase acestea suferă mai puternic din lipsă de apă. Din aceste motive, solurile cu exces de umiditate dau obișnuit producții mai mici și de mai slabă calitate decît solurile normale, implicînd în schimb cheltuieli de producție mai mari. Pe lîngă aceasta, în anii nefavorabili se înregistrează pagube de recoltă reprezentînd, în cazul cerealelor, pînă la 50% din producția anilor normali, iar pe alocuri durata mare a excesului de umiditate poate cauza chiar compromiterea totală a culturilor. În cazul solurilor mlăștinoase, folosite de regulă drept pășuni și fînețe, invadarea cu buruieni și plante hidrofile face ca producția acestora să fie de slabă calitate. În anumite condiții, evoluția acestor soluri se poate orienta pe direcția înmlăștinării progresive, trecînd de la faza de fîneață înmlăștinată la fazele de mlaștină neproductivă.

1.1.2. **Cauzele excesului de umiditate a solului.** Cauzele excesului de umiditate a solului sînt multiple și acționează, după caz, individual sau asociate în diverse moduri și, ca urmare, măsurile de ameliorare a solurilor respective se diferențiază de la caz la caz. Procesele de hidromorfism pot fi generate de o serie de factori naturali, externi sau interni, care determină regimul hidric și drenajul natural al solului, cît și de diverse cauze artificiale.

Dintre factorii externi care generează excesul de umiditate, principali sînt:

— factorii de natură *meteorologică*, respectiv precipitațiile abundente căzute în perimetrul desecabil și evapotranspirația insufcientă;

— factorii de natură *hidrologică*, constînd din afluxul superfical sub forma apelor de scurgere de pe versanții și de pe terenurile mai înalte înconjurătoare, ori sub forma apelor de inundație cauzate de viituri sau de insuficienta capacitate de transport a albiilor naturale, adeseori colmatate și invadate de vegetație;

— factorii de natură *hidrogeologică*, respectiv existența unui nivel ridicat permanent sau temporar al apei freatice (cazul luncilor și al cîmpiilor joase), ori afluxul bogat al apelor subterane din zonele înconjurătoare, uneori ieșind la zi sub forma de izvoare (cazul terenurilor de la baza versanților și teraselor, a perimetrelor depresionare);

— factorii de natură *geomorfologică*, derivînd în principal din: panta insuficientă a terenului pentru a asigura *drenajul extern* (capacitatea potențială de a pierde excesul de apă prin scurgere superficială), înălțimea relativă mică a perimetrului desecabil față de sursele de apă, forma închisă fără scurgere și inexistența unor albii naturale, expoziția nefavorabilă în raport cu soarele și altele.

Influența nefavorabilă a factorilor externi poate fi agravată, eventual chiar declanșată, de diverse cauze artificiale. În această categorie se includ diferitele lucrări care reduc capacitatea de colectare și transport a albiilor naturale, ori care împiedică scurgerea apei la suprafața terenului către rețeaua hidrografică, cum sînt stăvilarele, rambleele de drumuri și căi ferate, digurile și alte obstacole, cît și lipsa de întreținere a albiilor. Excesul de apă poate fi cauzat și de execuția sau exploatarea nerațională a unor amena-

jări hidrotehnice sau hidroameliorative, cum sînt lacurile de acumulare, amenajările piscicole, orezăriile, sistemele de irigații etc. care dau naștere la pierderi mari de apă prin infiltrare în adîncime ori către terenurile înconjurătoare.

Factorii interni care generează sau favorizează excesul de umiditate sînt de natură pedologică și influențează nefavorabil *drenajul intern* (capacitatea potențială a solului de a pierde excesul de apă prin infiltrare în adîncime). Drenajul intern nesatisfăcător este cauzat în principal de textura fină a rocii-mamă, pe întreg profilul sau numai în unele straturi, fie de prezența orizonturilor genetice argilo-iluviale, care diminuează apreciabil permeabilitatea solului. În solurile aluviale, alternanța straturilor cu texturi diferite determină o capacitate mare de reținere a apei sub formă sprijinită sau capilar-suspendată.

În funcție de natura excesului de umiditate, se diferențiază 3 situații caracteristice:

— În condițiile existenței permanente în profilul de sol a unui strat acvifer freatic al cărui nivel prezintă oscilații sezoniere de mică amplitudine (0,8 ... 2 m), iar circulația apei freatice este nulă sau foarte lentă, are loc *procesul de gleizare.* Cînd oscilațiile nivelului freatic au valori cuprinse între 0,80 și 2,00 m iau naștere *soluri semigleice,* iar cînd oscilațiile au valori de circa 0,80 m se formează *soluri gleice tipice,* cu un orizont de glei situat la nivelul cel mai ridicat al apei freatice. Dacă oscilațiile sînt practic nule (sub 0,40 m), se formează *soluri de mlaștină,* avînd două orizonturi caracteristice, unul de turbă și unul de glei. Se menționează că influența apei freatice asupra rezervei de aer din stratul superficial al solului (0—35 cm adîncime) se resimte numai atunci cînd nivelul freatic se află la adîncimi mai mici de 100—110 cm. Rezultă că, pentru a asigura aerația normală a solului, trebuie coborît nivelul freatic sub adîncimea de 100—110 cm;

— în condițiile stagnării apei din precipitații fie la suprafața solului, datorită slabei permeabilități a rocii de solificare, fie deasupra orizontului argilo-iluvial al solului, are loc procesul de *pseudogleizare,* luînd naștere *soluri stagnogleice,* respectiv *soluri pseudogleice;*

— în cazul în care excesul de umiditate este cauzat atît de nivelul freatic ridicat, cît și de stagnarea apei la suprafața terenului, au loc procese de gleizare și de pseudogleizare, formîndu-se *soluri amfigleice.*

## 1.2. COMBATEREA EXCESULUI DE UMIDITATE

1.2.1. **Funcția lucrărilor de desecare.** *Desecarea* are drept scop îndepărtarea excesului de umiditate din sol și de la suprafața terenului, astfel încît însușirile solului să fie îmbunătățite în mod stabil și să se creeze condiții de dezvoltare favorabile plantelor agricole.

Consecința directă a îndepărtării excesului de umiditate o constituie creșterea proporției de aer din porii solului și intensificarea schimburilor dintre aerul solului și cel atmosferic. Sub influența desecării, solurile cu exces de umiditate își îmbunătățesc deci mai întîi regmul aero-hidric și, o dată cu acesta, regimul termic.

Ca urmare, sensul proceselor de solificare se schimbă. Procesele de gleizare și pseudogleizare evoluează regresiv. Aerația intensă determină, în primul rînd apariția proceselor de descompunere a materiei organice din sol care au ca rezultat eliberarea unor importante cantități de substanțe nutritive asimilabile de către plante și microorganisme; în același timp, se produce oxidarea substanțelor minerale reduse (cu deosebire a compușilor feroși) nocive pentru plante.

Schimbările fizico-chimice amintite determină coagularea coloizilor din sol avînd ca efect o mai bună structurare a acestuia, respectiv creşterea permeabilităţii şi ameliorarea însuşirilor fizico-mecanice ale solului.

Toate acestea contribuie la îmbunătăţirea activităţii biologice din sol, avînd loc o intensificare a activităţii microorganismelor şi schimbări calitative favorabile în componenţa microflorii.

Desecarea are deci ca rezultat îmbunătăţirea substanţială a însuşirilor fizice, chimice şi biologice ale solurilor cu exces de umiditate, creind condiţii biologice favorabile creşterii plantelor cultivate. Ea face totodată posibil ca lucrările solului, însămînţarea culturilor, lucrările de întreţinere şi recoltarea produselor să se execute în condiţii mai bune şi cu cheltuieli mai mici. Toate acestea au ca rezultat o producţie sporită şi un preţ de cost, pe unitatea de produs, mai mic.

1.2.2. **Clasificarea măsurilor de înlăturare a excesului de umiditate.** În raport de cauzele şi situaţiile caracteristice ale excesului de umiditate, măsurile pentru înlăturarea acestuia prezintă mai multe forme: captarea şi evacuarea excesului de umiditate; redistribuirea umidităţii pe profilul solului; înălţarea artificială a terenurilor joase; desecarea biologică; regularizarea scurgerilor şi intensificarea drenajului natural.

Captarea şi evacuarea excesului de umiditate reprezintă forma principală a desecării Celelalte 4 forme au o utilizare limitată la unele cazuri speciale, adeseori în combinaţie cu forma principală.

Captarea şi evacuarea excesului de umiditate prezintă 3 cazuri, corespunzătoare celor 3 situaţii caracteristice ale excesului de umiditate:

— în cazul apelor de suprafaţă în exces, care dau naştere solurilor pseudogleice şi stagnogleice, desecarea trebuie să asigure colectarea şi accelerarea scurgerii apelor care băltesc sau îmbibă stratul arabil, astfel încît plantele să nu fie inundate o perioadă de timp mai lungă decît durata admisibilă (critică) de submersiune;

— în cazul apelor freatice puţin adînci, care dau naştere solurilor gleice, desecarea trebuie să asigure îndepărtarea excesului de apă din stratul activ al solului, coborînd nivelul freatic la o adîncime care satisface exigenţele plantelor faţă de regimul aerohidric al solului (denumită *adîncime de drenaj*);

— în cazul excesului de umiditate cauzat atît de ape de suprafaţă cît şi de apele freatice, care dă naştere solurilor amfigleice, se recurge, după caz, la o formă combinată a desecării superficiale cu drenajul.

Redistribuirea umidităţii excedentare pe profilul solului se utilizează în situaţiile cu exces moderat periodic de umiditate la suprafaţa solului sau în stratul arabil, cauzat de permeabilitatea scăzută a orizonturilor superficiale.

Înălţarea artificială a cotelor terenului, se adoptă uneori în cazul terenurilor joase, mlăştinoase, cu nivel freatic ridicat, cum sînt fundurile de bălţi şi japşe, albiile părăsite etc. din lunci şi delte, folosind suspensiile purtate de cursul de apă (colmatare dirijată) sau material rezultat din diverse excavaţii.

Desecarea biologică foloseşte însuşirea unor plante de a absorbi cantităţi relativ mari de apă din stratul activ al solului şi a le elimina prin procesul de transpiraţie.

Regularizarea scurgerilor şi intensificarea drenajului natural grupează diferite măsuri prin care se acţionează direct asupra cauzelor cu caracter local care generează excesul de umiditate, cum sînt scurgerile abundente de pe versanţii limitrofi, văile torenţiale care debuşează în perimetrul desecabil, obstacole naturale şi artificiale care îngreuiază drenajul extern şi altele.

## 1.3. TERENURI CU EXCES DE UMIDITATE ÎN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

1.3.1. **Zonarea terenurilor cu exces de umiditate.** În țara noastră, terenuri cu exces de umiditate se întîlnesc : în luncile inundabile ; pe terase joase, cîmpii joase și zone de divagare avînd apa freatică la mică adîncime ; pe terase înalte, platforme și cîmpii cu pante mici pe care apele meteorice se scurg lent ; în depresiuni închise (crovuri) pe interfluvii unde se formează lucii de apă temporare, ori pe versanții cu expoziție nordică. Suprafețele agricole cu exces de umiditate interesate la desecare totalizează peste 2 500 000 ha. Cele mai întinse zone sînt situate în cîmpia de vest a țării (circa 40 % din total), în Lunca și Delta Dunării (peste 20 %), celelalte bazine hidrografice din restul țării împărțindu-și diferența de aproape 40 %.

Zonarea terenurilor cu exces de umiditate (fig. XX.1) este dependentă de raportul în care se găsesc factorul precipitații și factorul evapotranspirație, raport care determină pe teritoriul țării noastre trei zone de umiditate : umedă U, subumedă SU și secetoasă S :

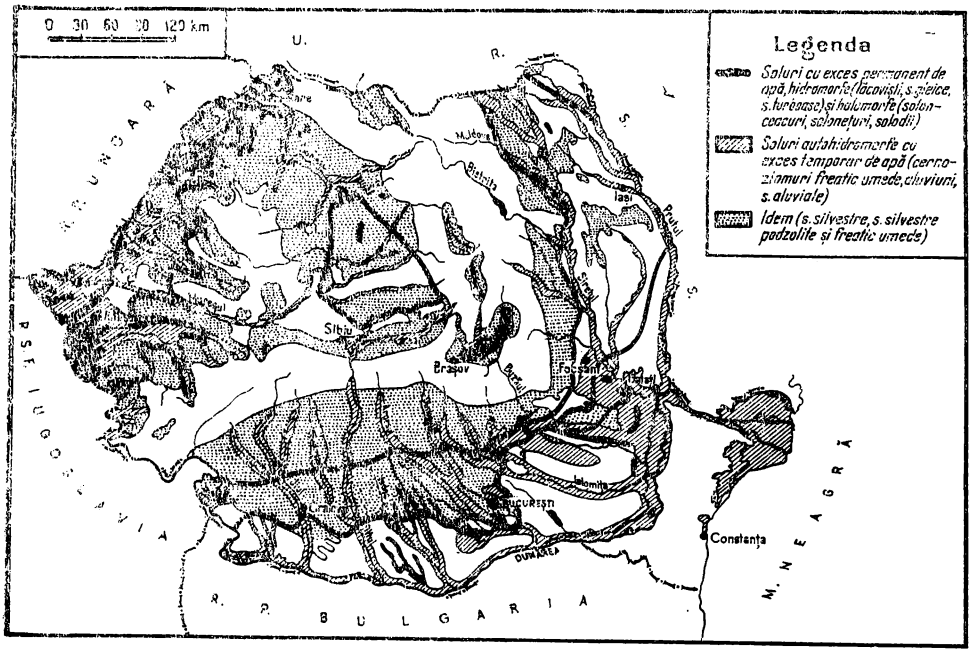



Fig. XX.1. Zonarea terenurilor cu exces de umiditate interesate la desecare.

— în zona umedă, cantitatea mare a precipitațiilor medii anuale (peste 700 mm) și temperatura medie scăzută (sub +9°C) fac ca în perioada septembrie — iunie afluxul meteoric să întrecă consumul prin evapotranspirație, ceea ce determină un exces de umiditate în solurile cu drenaj intern și extern slab ;

—în zona subumedă (precipitaţii medii anuale 550—700 mm), afluxul meteoric depăşeşte evapotranspiraţia numai pe durata sezonului rece (noembrie — aprilie); rolul preponderent în geneza excesului de umiditate îl au caracterul de torenţialitate al precipitaţiilor şi invazia maselor de aer cald, în perioada de tranziţie iarnă — primăvară, care provoacă topirea bruscă a zăpezilor;

— în zona secetoasă (precipitaţii medii anuale sub 550 mm), excesul de umiditate cauzat de afluxul meteoric este întîmplător şi de scurtă durată, în special la sfîrşitul iernii — începutul primăverii sau după căderea precipitaţiilor abundente.

Pentru ameliorarea terenurilor cu exces de umiditate din ţara noastră, s-au întreprins lucrări de desecare începînd de la sfîrşitul secolului al XVIII-lea, mai întîi în cîmpia de vest a ţării, ulterior şi în alte bazine hidrografice. Suprafaţa desecată pînă în anul 1970 totalizează peste 1 200 000 ha.

## 1.4. STUDII NECESARE PROIECTĂRII LUCRĂRILOR DE DESECARE

Proiectarea lucrărilor de desecare comportă studii complexe şi de mare volum, în vederea stabilirii cauzelor excesului de umiditate, a variaţiei acestuia în cursul perioadei de vegetaţie şi de la un an la altul, precum şi a elementelor de bază funcţionale şi constructive — elemente care să permită examinarea oportunităţii lucrărilor de desecare, elaborarea celor mai indicate soluţii tehnice, procese tehnologice de execuţie şi condiţii de exploatare.

Principalele categorii de studii de bază şi încercări de laborator necesare sînt următoarele:

— *studiile climatice*, care furnizează elemente asupra precipitaţiilor, temperaturilor, vînturilor şi evapotranspiraţiei, pe baza înregistrărilor pe ultimii 20 de ani de la staţiunile meteorologice cele mai apropiate — care să permită cunoaşterea originii şi regimului excesului de umiditate a solului, precum şi condiţiile de creştere a culturilor agricole;

— *studiile topografice* şi *topohidrografice* materializate pe planuri de situaţie, planuri de detaliu şi profile, cuprinzînd elemente planimetrice şi de relief, care detaliază cu deosebire formele joase de teren. Pe lîngă datele obişnuite, acestea trebuie să redea limitele categoriilor de folosinţe ale terenului, reţeaua hidrografică permanentă şi temporară, limitele maxime şi obişnuite ale suprafeţelor cu exces de umiditate, obstacole naturale şi artificiale care influenţează scurgerea şi orice elemente interesînd trasarea reţelei de desecare;

— *studiile hidrologice* referitoare la regimul scurgerilor pe suprafaţa desecabilă şi la afluxul de ape superficiale din exterior, stabilind mărimea excesului de umiditate, perioada în care se resimte, frecvenţa şi durata acestui exces, precum şi alte elemente necesare calculării volumelor de apă şi debitelor de evacuare, regimul hidrologic al cursului de apă care constituie emisarul sistemului de desecare;

— *studiile hidrogeologice* furnizînd date asupra regimului apelor freatice (stratul freatic permanent şi stratele freatice sezoniere), precum şi asupra eventualelor strate acvifere mai adînci aflate sub presiune, atît în cadrul perimetrului desecabil cît şi în zona de influenţă hidrogeologică. Sînt necesare în acest scop observaţii hidrogeologice de durată, recomandabil pe minimum un an hidrologic;

— *studiile geotehnice* furnizînd date asupra elementelor tehnice ale lucrărilor de pămînt (în special cu privire la taluzurile stabile de execuţie ale canalelor, la vitezele admisibile de neeroziune şi la eventualele măsuri de consolidare necesare), asupra condiţiilor de fundare şi execuţie a construcţiilor hidrotehnice şi a staţiilor de pompare;

— *studiile pedologice* cuprinzînd, în afara datelor obișnuite, o grupare pedoameliorativă a solurilor cu exces de umiditate — în funcție de condițiile generale de geneză, de originea excesului de umiditate, de intensitatea proceselor de gleizare sau pseudogleizare, de însușirile hidrofizice și regimul hidrosalin — cu concluzii generale asupra categoriilor de măsuri ameliorative indicate pentru fiecare grupă. Totodată, studiile trebuie să prezinte măsurile de ridicare a fertilității solului după regularizarea regimului de umiditate (lucrări de bază ale solului, amendamente, îngrășăminte etc.), precum și prognoza evoluției solurilor desecate;

— *studiilc ecologice* referitoare la condițiile optime de dezvoltare a culturilor pe terenurile desecate;

— *studiile hidraulice și încercări de laborator* pentru unele construcții hidrotehnice sau amenajări, după necesități;

— *studiile agroeconomice* referitoare la: situația actuală a producției și pagubele cauzate de excesul de umiditate; profilarea producției viitoare, în condiții de desecare; efectele economice și sociale ale desecării; eficiența economică a investițiilor în lucrările de desecare;

— *studiul resurselor locale de materiale de construcție* referitoare la cariere de piatră, balastiere, fascine etc.;

— diverse alte studii, necesare de la caz la caz, referitoare la ameliorarea complexă a unor zone desecabile prin irigații, amenajări piscicole, plantații, asanarea perimetrelor construite etc., cooperări la rețele energetice, căi de comunicație și altele.

Conținutul studiilor de bază pentru proiectarea lucrărilor de desecare este reglementat prin STAS 5216 — 1966.

# 2. TEHNICA DESECĂRII

## 2.1. METODELE DE DESECARE

2.1.1. **Metode de desecare principale.** În cadrul formelor de desecare descriere la 1.2.2., se pot utiliza diferite metode de desecare în funcție de condițiile naturale specifice, cît și de anumite considerente de ordin tehnic și economic.

Dintre metodele de desecare, unele sînt mai larg utilizate, datorită faptului că au o aplicabilitate practic generală, eficacitate deosebită și efect relativ prompt, pentru care motiv sînt considerate metode de *desecare principale.* Se cuprind în această categorie metodele care asigură captarea și îndepărtarea excesului de umiditate din sol și de la suprafața lui prin intermediul unui sistem de desecare ce îndeplinește funcțiunile de regularizare a umidității solului, de conducere a apelor în exces colectate și de evacuare a lor într-un emisar.

Pentru ameliorarea terenurilor agricole, se utilizează două metode de desecare principale, ce se deosebesc între ele prin funcțiunea elementelor de regularizare a umidității solului: colectarea și îndepărtarea apelor de suprafață în exces și coborîrea nivelului freatic.

În cazul apelor de suprafață care băltesc sau îmbibă excesiv stratul arabil, regularizarea umidității solului în perimetrul desecabil se realizează de regulă

cu ajutorul unei rețele de șanțuri și canale deschise (fig. XX.2.) puțin adînci și dispuse rar (minimum 300—400 m între ele), care descarcă apele colectate într-un canal de ordin superior, denumit canal colector.

Pentru a înlesni scurgerea apei la suprafața solului către rețeaua de regularizare, aceasta trebuie adeseori însoțită — în funcție de situația locală — de diverse măsuri

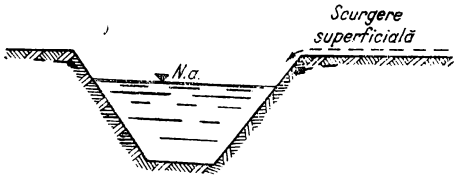



Fig. XX.2. Canal de captare a apelor de suprafață în exces.

agroameliorative și agrotehnice specifice, cum sînt : nivelarea sau modelarea suprafeței terenului, arături în spinări, orientarea lucrărilor solului transversal pe direcția canalelor, amenajarea de rigole cu caracter provizoriu și orice alte măsuri care contribuie la accelerarea și intensificarea procesului de colectare a excesului de umiditate.

Dacă apele în exces au o proveniență complexă, lucrările de regularizare a umidității solului în perimetrul desecabil se completează, după caz, cu alte lucrări care să asigure :

— protecția împotriva afluxului de apă de pe versanții limitrofi și văile ce debușează în perimetrul desecabil, cît și împotriva inundațiilor cauzate de cursurile de apă din zonă, cu ajutorul canalelor de centură, a bazinelor de retenție, a digurilor de apărare etc. ;

— captarea și evacuarea apelor ce se infiltrează prin și pe sub digurile de apărare, cu ajutorul canalelor de infiltrație sau al drenurilor ;

— captarea și evacuarea apelor provenite din sistemele de irigație, orezării, amenajări piscicole etc.

În cazul apelor freatice puțin adînci, regularizarea umidității solului se realizează, în mod obișnuit, cu ajutorul unei rețele dese de drenuri constînd fie din canale deschise adînci (drenuri deschise), fie din drenuri subterane amplasate sub nivelul freatic (fig. XX.3), care descarcă apele drenate într-un canal sau dren subteran

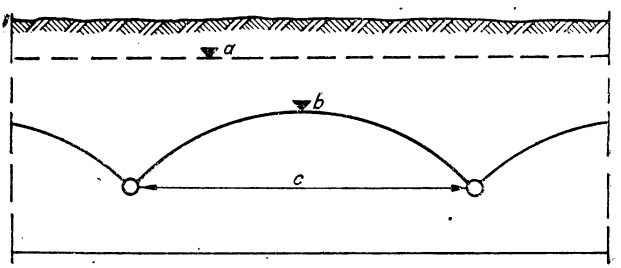



Fig. XX.3. Drenuri absorbante din tuburi ceramice :
*a* — nivel freatic inițial ; *b* — nivel freatic coborît ; *c* — distanța între șirurile de drenuri.

de ordin superior. Primul tip de amenajare este denumit *drenaj deschis*, iar cel de al doilea *drenaj închis* (sau acoperit).

În climatul umed, cînd datorită permeabilităţii reduse se produce exces de umiditate şi la suprafaţa terenului sau în stratul arabil, se intensifică acţiunea drenurilor prin măsuri agrotehnice şi agroameliorative care accelerează pătrunderea apei în sol, cum sînt : arăturile adînci, subsolajul, crotovinarea, amendamentele şi orice alte intervenţii care îmbunătăţesc structura şi chiar textura solului.

În cazul unui aflux subteran bogat din spre exterior (apă freatică din terasă şi versanţi, infiltraţii din cursurile de apă indiguite, din acumulări sau amenajări piscicole), reţeaua de drenuri se completează, după caz, cu lucrări pentru interceptarea curentului subteran şi evacuarea apei captate.

2.1.2. **Metode de desecare speciale.** Se cuprind în această categorie diferite metode de desecare utilizate în situaţii speciale, de cele mai multe ori cu caracter local, care diferă între ele atît din punct de vedere funcţional, cît şi constructiv.

Desecarea prin puţuri absorbante se utilizează în cazul depresiunilor izolate cu scopul evacuării apelor stagnante într-un strat acvifer de mică adîncime avînd o mare capacitate filtrantă şi care nu se află sub presiune (fig. XX.4).

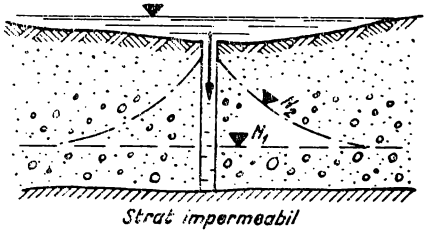



Fig. XX.4. Schema unui puţ absorbant.

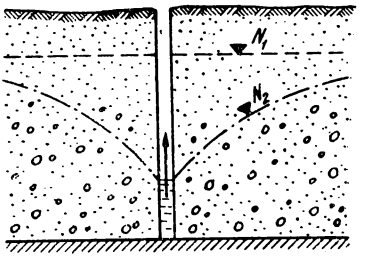



Fig. XX.5. Schema unui puţ colector de drenaj.

Drenajele speciale pot fi de mai multe tipuri :

— *drenajul vertical prin puţuri colectoare* care se foloseşte în cazul unui strat acvifer freatic gros şi cu mare conductibilitate hidraulică, ce saturează cu apă profilul solului ; prin pompare, se crează un con de depresiune care, pentru economicitatea lucrărilor, trebuie să fie cît mai evazat (fig. XX.5). Apa pompată din puţuri se evacuează prin intermediul unor colectoare de suprafaţă;

— *drenajul de ventilaţie*, care se foloseşte în cazul solurilor compacte, cu aeraţie insuficientă. În această situaţie, reţeaua de drenaj orizontal tubular este pusă în contact cu atmosfera prin tuburi verticale de ventilaţie, protejate la suprafaţă printr-un cot sau cap de protecţie ;

— *drenajul sifon* (*Rerolle*), care se aplică în plantaţii, pepiniere etc. unde, pentru a evita înfundarea drenurilor orizontale tubulare prin pătrunderea rădăcinilor pe la rosturi, acestea se etanşează cu manşoane. Apa este captată prin intermediul unor tuburi verticale — ataşate etanş la partea inferioară a drenului la distanţa de 4—6 m — din gropi sau şanţuri umplute cu material filtrant (fig. XX.6).

Desecările reversibile se folosesc pe terenurile nepredispuse la sărăturare, de regulă cu reacţie acidă şi cu conductibilitate hidraulică mare (soluri turboase,

soluri subțiri așezate pe depozite de pietrișuri). Rețelele de canale deschise și drenuri subterane sînt echipate cu dispozitive pentru reținerea apei colectate, suplimentată eventual dintr-o sursă de alimentare, pe timpul perioadelor secetoase, în vederea aprovizionării solului prin infiltrare din rețea.

Colmatarea dirijată realizează înălțarea treptată a terenurilor joase prin depunerea dirijată a aluviunilor purtate în suspensie de apele curgătoare. Apele

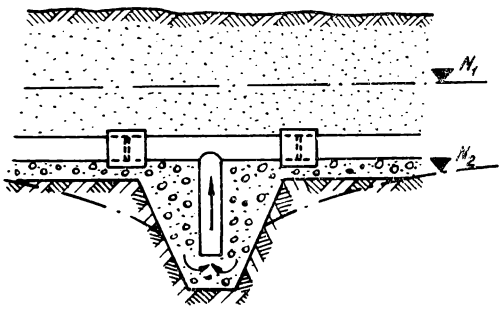



Fig. XX.6. Drenajul sifon (Rerolle).

tulburi, aduse printr-o rețea de canale, se decantează datorită micșorării vitezei, proces intensificat prin compartimentarea terenului în bazine de sedimentare, după care sînt evacuate și împrospătate.

Desecarea biologică, ca metodă de sine stătătoare, constă din plantații de specii forestiere, pomicole și din alte plante perene adaptate la condiții de umiditate în exces, care au o transpirație intensă, cum sînt: arțarul, aninul, frasinul, plopul, salcia, nucul, dudul alb, cătina, răchita, bambusul și altele. În mod obișnuit, nu necesită amenajări speciale.

Considerată independent, desecarea biologică prezintă interes numai pentru asanarea unor zone insalubre sau pentru condiții de folosire extensivă a pămîntului.

Redistribuirea umidității pe profilul solului constituie fie o metodă de sine stătătoare, fie o metodă complimentară utilizată în cadrul sistemelor de desecare. Se realizează prin diverse măsuri hidroameliorative și agrotehnice, aplicate independent sau în complex, cum sînt: arăturile adînci de desfundare — eventual cu aducerea la suprafață a unor strate nisipoase din profunzime, pentru îmbunătățirea texturii — subsolajul, drenajul cîrtiță, șanțuri cu umplutură din materiale locale (piatră, fascine) etc.

## 2.2. ELEMENTELE COMPONENTE ALE SISTEMULUI DE DESECARE

**2.2.1. Elementele componente ale sistemului de desecare.** *Sistemul de desecare* cuprinde totalitatea lucrărilor de terasamente, construcții hidrotehnice, instalații și diferite amenajări (fig. XX.7) avînd rolul de:

— a regulariza umiditatea solului prin captarea excesului de umiditate de proveniență locală;

— a împiedica apele exterioare, de suprafaţă şi subterane, să pătrundă în perimetrul desecat;

— a conduce apele colectate şi a le evacua într-un emisar.

Principalele părţi componente ale sistemului de desecare sînt: terenul desecat şi lucrările de desecare.

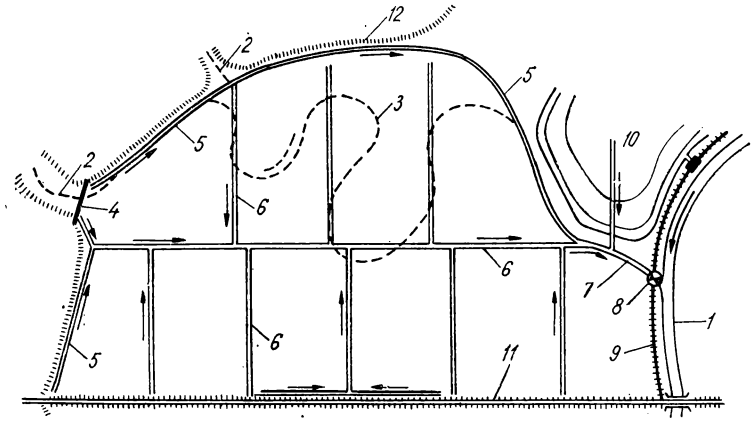



Fig. XX.7. Schema generală a sistemului de desecare:

1 — emisar; 2 — văi afluente; 3 — albie naturală; 4 — baraj de reţenţie; 5 — canale de centură; 6 — canale colectoare; 7 — canal de evacuare; 8 — gură de evacuare; 9 — dig de apărare; 10 — exploatare piscicolă; 11 — drum în rambleu; 12 — terasă înaltă.

Terenul desecat este perimetrul în interiorul căruia se efectuează intervenţiile tehnice de regularizare a umidităţii solului. Poate fi conturat de limite naturale (terase, cursuri de apă, etc.) sau artificiale (căi de comunicaţie, diguri, hotare). În legătură cu suprafaţa desecată, se utilizează următoarele noţiuni:

— suprafaţa globală, echivalentă cu suprafaţa totală a perimetrului desecabil, inclusiv vetrele de sat, amenajările piscicole şi alte obiective cuprinse în acest perimetru;

— suprafaţa brută desecată cuprinde terenurile pe care se regularizează umiditatea în exces, inclusiv suprafaţa ocupată de lucrări, drumuri etc.;

— suprafaţa netă desecată este aceea folosită direct în procesul de producţie.

Lucrările de desecare cuprind, în mod obişnuit, următoarele elemente componente principale: reţeaua de regularizare a excesului de umiditate local (intern); reţeaua de transport şi evacuare; elementele pentru interceptarea şi îndepărtarea afluxului de ape străine (externe); construcţii, instalaţii şi amenajări speciale (fig. XX.8.)

*Reţeaua (elementele) de regularizare a umidităţii solului* constă din şanţuri şi canale deschise puţin adînci 5, ori din drenuri subterane 8, care captează excesul de ape de la suprafaţă sau de pe profilul solului şi care constituie ultimele elemente ale reţelei de desecare. Captarea apei de către elementele de regularizare a umidităţii poate fi intensificată prin amenajarea suprafeţei solului, trasarea de rigole cu caracter temporar *6* şi diverse măsuri agrotehnice.

*Rețeaua de transport și evacuare* care cuprinde :

— c a n a l e c o l e c t o a r e de diverse ordine care, în succesiune descrescîndă, pot fi principale *2*, secundare *3*, terțiare *4* etc. în funcție de întinderea sistemului și de densitatea rețelei ; în cazul drenajului închis, colectoarele de ultimul ordin, eventual și penultim, pot fi de asemenea drenuri subterane *7* ;

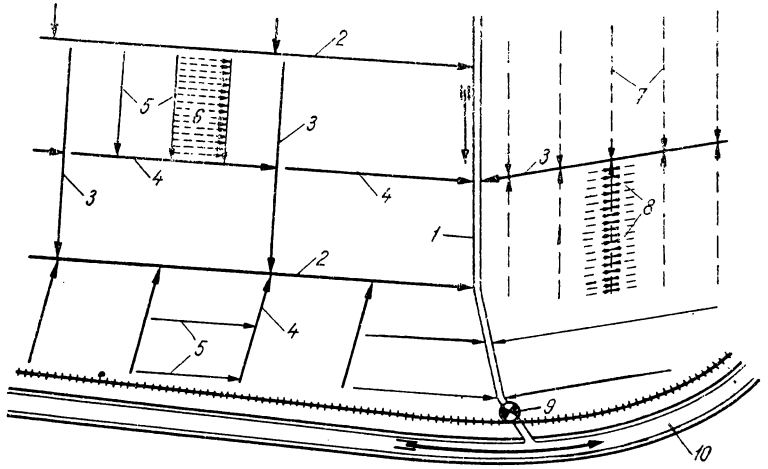



Fig. XX.8. Schema generală a rețelei de desecare.

— c a n a l u l ( p r i n c i p a l ) d e e v a c u a r e *1*, care primește apele aduse de colectoarele principale de pe întreaga suprafață desecată și le conduce în emisar, putîndu-se prelungi și în afara perimetrului desecabil.

Rețeaua de desecare poate fi completată, după caz și cu alte elemente constînd din canale deschise sau drenuri subterane cu rolul de a intercepta afluxul de ape exterioare cum sînt :

— canalele de centură, amplasate pe limita de separație dintre zona joasă și zona înaltă, ori pe conturul perimetrului desecabil, avînd rolul de a intercepta afluxul de ape de suprafață ;

— canalele (drenurile) de captare, avînd rolul de a intercepta afluxul freatic de sub coastă sau terasă ;

— canalele (drenurile) de infiltrație, cu rolul de a capta apele de infiltrație pe sub diguri, din orezării, amenajări piscicole, acumulări etc.

*Emisarul* sau *receptorul 10* este, de regulă, un curs de apă natural sau amenajat în care sînt evacuate apele de desecare, prin cădere naturală sau prin pompare. Uneori pot servi drept emisar un lac, un bazin de retenție sau un strat drenant subteran.

*Construcțiile, instalațiile și amenajările speciale* cuprind :

— c o n s t r u c ț i i h i d r o t e h n i c e p e r e ț e a : stăvilare, ruperi de pantă, podețe, subtraversări, consolidări, guri de evacuare și alte construcții de dirijare a curgerii ;

— staţii de pompare, care pot fi amplasate pe reţea sau la descărcarea în emisar *9*;

— construcţii şi amenajări speciale care survin de la caz la caz, putînd fi: lucrări pentru reţinerea sau derivarea apelor mari (baraje de retenţie, canale de derivaţie); lucrări de amenajare a albiei emisarului ori a altor cursuri de apă din zonă în vederea sporirii capacităţii de transport ori a intensificării drenajului natural; lucrări de amenajare a terenului desecat, constînd din astuparea albiilor părăsite, modelarea suprafeţelor lipsite de pantă de scurgere şi altele;

— construcţii şi instalaţii necesare supravegherii şi întreţinerii sistemului de desecare, cum sînt instalaţiile de telecomunicaţii, depozitele de materiale şi unelte, clădirile administrative.

2.2.2. **Clasificarea lucrărilor de desecare.** Lucrările de desecare se pot clasifica, în conformitate cu STAS 4273-61 şi STAS 5432/1-68, după rolul şi natura lor, durata de funcţionare (permanente sau provizorii), însemnătatea funcţională (principale sau secundare) şi după importanţa economică şi socială a obiectivului (mărimea suprafeţei desecate).

Pe baza acestor criterii de clasificare, lucrările de desecare pot fi încadrate în clasele de importanţă a *IV*-a (toate lucrările permanente şi cele provizorii principale) şi a *V*-a (lucrările provizorii secundare), definite conform STAS 5432/1-68. În funcţie de clasa de importanţă, asigurarea de calcul a fenomenului hidrometeorologic ce se consideră la dimensionarea lucrărilor — respectiv posibilitatea teoretică anuală $p\%$ de depăşire a precipitaţiilor maxime — este de 5% în cazul lucrărilor din clasa a *IV*-a şi de 10% pentru cele din clasa a *V*-a, iar asigurarea de verificare pentru condiţii excepţionale de funcţionare este de 1%, respectiv 3%.

# 3. COLECTAREA ŞI ÎNDEPĂRTAREA APELOR DE SUPRAFAŢĂ ÎN EXCES

## 3.1. CALCULUL VOLUMELOR DE APĂ ŞI DEBITELOR DE EVACUAT

3.1.1. **Stabilirea duratei admisibile a excesului de apă.** Culturile agricole suportă excesul de umiditate la suprafaţa solului, fără diminuarea producţiei, o durată foarte scurtă de timp care variază de la o cultură la alta, iar pentru aceeaşi cultură diferă după faza de dezvoltare a plantelor, deci după epoca din an cînd se produce. Astfel, în cursul verii, durata critică a stagnării apei este de numai 5—6 h pentru legume, 8—12 h pentru cereale, 24—36 h pentru pomii fructiferi etc. Depăşirea acestor limite face ca producţia agricolă să scadă progresiv cu prelungirea duratei băltirii, cu deosebire atunci cînd apa acoperă nu numai sistemul radicular, ci şi baza tulpinii. Pierderile — în procente din producţia totală — cauzate culturilor de bază în cazul stagnării apei timp de 3, 7, 11 şi 15 zile, stabilite experimental de Salamin, sînt redate în tabelul XX.1.

Eficacitatea sistemului de desecare a apelor de suprafaţă depinde deci de timpul în care excesul de umiditate este captat de către reţeaua de regularizare. Acest timp nu poate fi luat egal cu durata critică ce nu cauzează diminuarea producţiei, întrucît ar conduce la o dimensionare a sistemului — respectiv la cheltuieli de investiţii — exagerat de mari. În practică se stabileşte — ţinînd seama de epocile din an cînd se produce exce-

*Tabelul XX.1*

**Pierderile procentuale de recoltă în cazul stagnării apei la suprafaţa terenului**

| Luna | Păşuni şi fineţe | | | | Cereale de toamnă | | | | Porumb | | | | Sfeclă de zahăr şi furajeră | | | | Cartofi | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Numărul zilelor de submersiune | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | 7 | 11 | 15 | 3 | 7 | 11 | 15 | 3 | 7 | 11 | 15 | 3 | 7 | 11 | 15 | 3 | 7 | 11 | 15 |
| *XI* | — | — | — | — | — | 5 | 10 | 20 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| *XII* | — | — | — | — | — | 5 | 10 | 20 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| *I* | — | — | — | — | — | 5 | 10 | 15 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| *II* | — | — | — | — | — | 5 | 10 | 20 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| *III* | — | — | — | 10 | 5 | 15 | 30 | 50 | — | — | — | — | 10 | 50 | 100 | 100 | 30 | 80 | 100 | 100 |
| *IV* | — | 10 | 20 | 30 | 10 | 25 | 40 | 70 | 20 | 80 | 100 | 100 | 10 | 50 | 90 | 100 | 30 | 80 | 100 | 100 |
| *V* | — | 15 | 30 | 50 | 20 | 40 | 70 | 100 | 10 | 50 | 80 | 100 | 10 | 50 | 90 | 100 | 40 | 90 | 100 | 100 |
| *VI* | — | 20 | 30 | 50 | 20 | 50 | 80 | 100 | 10 | 40 | 75 | 100 | 10 | 40 | 90 | 100 | 50 | 100 | 100 | 100 |
| *VII* | — | 20 | 30 | 50 | — | — | 10 | 20 | — | 10 | 50 | 80 | 10 | 40 | 90 | 100 | 50 | 100 | 100 | 100 |
| *VIII* | — | 10 | 20 | 30 | — | — | — | — | — | 10 | 40 | 60 | 10 | 40 | 90 | 100 | 50 | 100 | 100 | 100 |
| *IX* | — | — | — | 10 | — | — | — | — | — | 10 | 20 | 30 | 10 | 40 | 90 | 100 | 20 | 40 | 60 | 80 |
| *X* | — | — | — | — | — | 4 | 10 | 20 | — | — | 10 | 10 | — | 10 | 30 | 50 | — | — | — | — |

sul de umiditate şi de structura culturilor prevăzute pe terenul desecabil — *o durată admisibilă de stagnare (băltire) a apei T* pentru care pagubele nu se elimină complet, însă sînt limitate şi previzibile. Pentru culturile cerealiere, care în ţara noastră deţin aproximativ 2/3 din suprafaţa arabilă, se poate admite o durată de 2—3 zile în lunile IV—VI, de 3 . . . 5 zile în lunile *III, VII — IX* şi de 5—7 zile în lunile *X — II*; pentru păşuni şi fîneţe, o durată de circa 7 zile în lunile *IV — VIII* şi de circa 15 zile în restul anului; la cartofi şi alte culturi fragile, o durată de numai 1—2 zile în perioada de vegetaţie. În acest fel, pierderile cauzate de excesul de umiditate — în cazul producerii precipitaţiilor maxime cu asigurarea de calcul adoptată — se limitează la 10—15% din recolta normală şi aceasta nu pe întreaga suprafaţă desecată, ci numai pe terenurile mai joase unde se concentrează scurgerile.

3.1.2. **Calculul bilanţului apei pe terenurile desecabile.** Mărimea şi perioadele producerii excesului de umiditate se determină, atunci cînd se dispune de date pe o perioadă de 15—20 ani, prin metoda bilanţului apei. Într-o formă generală, ecuaţia bilanţului apei în perimetrul desecabil este:

$$V_e = R_i + P + A_f + A_s - \Sigma(e + t), \qquad \text{(XX.1)}$$

în care : $V_e$ este cantitatea de apă în exces ce trebuie evacuată de sistemul de desecare;

$R_i$ — rezerva de apă în sol la începutul perioadei analizate. În lipsa altor date, se poate considera cantitatea de apă rămasă în sol peste coeficientul de ofilire la 30.IX, avînd aproximativ următoarele valori, în m³/ha, pentru zona subumedă;
- — plante ce se recoltează devreme (grîu, floarea soarelui) 600;
- — plante ce se recoltează tîrziu (porumb, sfeclă zahăr) . . .900;
- — plante perene (lucernă) 1200;

Pentru zona uscată, valorile se reduc cu 200 m³/ha, iar pentru zona umedă se majorează corespunzător;

$P$ — suma precipitaţiilor căzute în perimetrul desecabil. Se iau în calcul cantităţile totale înregistrate la staţiunea cea mai apropiată şi care caracterizează regimul pluviometric în perimetrul desecabil;

$A_f$ — alimentarea solului din apa freatică. În funcţie de adîncimea apei freatice şi textura solului se pot considera următoarele cantităţi aproximative, în m³/ha anual, la culturile de cîmp:

| Soluri | Adîncimea apei freatice, m | | |
|---|---|---|---|
| | 1,00 – 1,50 | 1,50 – 2,00 | 2,00 – 2,50 |
| Sol uşor nisipo-lutos | 800—1 000 | — | — |
| Sol uşor luto-nisipos | 1 000—1 200 | 500—1 000 | — |
| Sol mijlociu luto-nisipos | 1 200—1 500 | 600—1 200 | — |
| Sol greu luto-nisipos | 1 500—2 000 | 1 000—1 500 | 500—1 000 |
| Sol argilos | 2 000—3 000 | 1 500—2 000 | 1 000—1 500 |

$A_s$ — afluxul de ape străine, de suprafaţă şi subterane, a cărui mărime se stabileşte în funcţie de situaţia locală;

$\Sigma\ (e + t)$ — consumul total al apei din sol (evapotranspiraţia).

Se calculează lunar cu formula Thornthwaite luînd în considerare planul de cultură pentru situația de perspectivă.

Calculul bilanțului apei se întocmește lunar pentru fiecare an din perioada analizată, iar pentru 1-2 ani caracteristici, decadal în perioada de vegetație. Metoda de calcul este similară aceleia folosită la stabilirea regimului de irigație.

Dacă în cadrul perimetrului desecabil s-au delimitat mai multe raioane pedoameliorative, calculul de bilanț se întocmește pentru fiecare raion caracteristic.

Pe această bază, se determină pentu fiecare lună din șirul de ani analizat frecvența apariției excesului de umiditate, considerînd cazurile cînd în stratul activ al solului se realizează valori ale umidității mai mari decît capacitatea de cîmp pentru apă. Pentru fiecare an se calculează durata intervalelor cu exces de umiditate și mărimea acestuia. Printr-un calcul de asigurare a șirului de date rezultate se stabilesc valorile lunare și anuale de o anumită asigurare (obișnuit 50, 10, 5, 3, și 1 %).

În lipsa elementelor pentru efectuarea bilanțului, cantitatea de apă în exces $V_e$ ce trebuie evacuată într-o perioadă determinată, ori în cazul producerii unei precipitații de o anumită asigurare, se poate calcula cu relația:

$$V_e = 10\,\eta\,h_i \ (\mathrm{m^3/ha}), \qquad \text{(XX.2)}$$

în care: $h_i$ este înălțimea precipitațiilor căzute în perioada analizată, în mm;

$\eta$ — coeficientul de scurgere a precipitațiilor considerate.

În tabelul XX.2 se dau, cu caracter orientativ, valorile coeficientului de scurgere în funcție de panta terenului și permeabilitatea solului (după A.N. Kosteakov).

*Tabelul XX.2*

**Coeficienții de scurgere**

| Permeabilitatea solului suprafeței de colectare | Panta suprafeței de colectare | | |
|---|---|---|---|
| | < 0,01 | 0,01—0,05 | > 0,05 |
| Permeabilitate mare | 0,10—0,20 | 0,15—0,25 | 0,20—0,30 |
| Permeabilitate mijlocie | 0,15—0,25 | 0,20—0,30 | 0,25—0,40 |
| Permeabilitate submijlocie | 0,20—0,30 | 0,25—0,45 | 0,35—0,60 |
| Permeabilitate slabă | 0,25—0,40 | 0,30—0,60 | 0,50—0,75 |
| Sol înghețat | 0,35—0,60 | 0,40—0,75 | 0,80—0,95 |

*Observație.* Valorile mici se referă la perioadele cu sol uscat din timpul verii, iar valorile mari la perioadele cu solul puternic umezit din primăvară, toamnă tîrzie și iarnă.

Produsul $\eta\ h_i = y_i$ reprezintă înălțimea stratului de scurgere. Mărimea coeficientului de scurgere $\eta$ depinde de numeroși factori, dintre care unii sînt practic invariabili în timp (microrelieful, panta terenului, permeabilitatea solului etc.), iar alții variabili cu anotimpul și cu starea de acoperire a solului (cantitatea și intensitatea precipitațiilor, viteza de absorbție a apei în sol, mărimea evapotranspirației etc.). Îmbibarea de moment a solului cu apă și înghețul pot da naștere la scurgeri excesive. În cazul unor perimetre întinse, valorile coeficientului de scurgere $\eta$ se stabilesc diferențiat pe subbazine sau ra-

ioane pedoameliorative (a nu se confunda cu coeficientul de scurgere mediu multianual $\eta_0$, a cărui valoare este mult mai mică).

Valorile coeficientului de scurgere se pot calcula mai exact pornind de la relaţia :

$$\eta = \frac{y_i}{h_i} = \frac{h_i - p_i}{h_i}, \qquad \text{(XX.3)}$$

în care $h_i$ este înălţimea precipitaţiilor care au generat scurgerea, iar $p_i = a + K$ reprezintă pierderile de apă prin reţinere la suprafaţa soului $a$ şi prin absorbţie în sol $K$.

Valorile $a$ pentru terenurile cultivate se pot adopta egale cu 10 mm în perioada $V - IX$ şi cu 5 mm în lunile $III - V$ şi $IX - XI$.

Valorile $K$ se determină prin metodele cunoscute din hidrologie (se pot utiliza curbele lui N. Cegodaev prelucrate după Boldacov, care dau valorile infiltraţiei totale pentru diferite categorii de terenuri).

3.1.3. **Calculul debitului de evacuat de pe suprafaţa desecată.** Pornind de la volumele de apă $V_e$ ce trebuie îndepărtate de pe suprafaţa desecabilă în perioadele cu exces de umiditate, determinate pentru anul caracteristic şi ţinînd seama de intervalul de timp $T$ în care acestea trebuie evacuate — echivalent cu durata admisibilă de stagnare a apei, corespunzătoare fiecărei perioade — se calculează debitul de evacuat de pe suprafaţa elementară, respectiv de pe întreaga suprafaţă desecată (de colectare) $S$, cu relaţiile :

$$q_{med} = \frac{V_e}{T} = \frac{10^4 \eta h_i}{T} \text{ [l/s.ha]}; \qquad \text{(XX.4)}$$

$$Q_{med} = S\ q_{med} \text{ [l/s]}, \qquad \text{(XX.5)}$$

în care $T$ este dat în s, $h_i$ în mm şi $S$ în ha.

Mărimea $q_{med}$, denumită *modulul scurgerii* sau *debitul specific mediu de evacuare*, reprezintă o medie pe durata de evacuare $T$ admisă şi nu este utilizată la dimensionarea sistemelor de desecare decît în cazul suprafeţelor mici.

În geneal, curba debitului de evacuare are aproximativ forma de triunghi sau trapez cu baza mare în jos, înregistrînd valoarea maximă după un anumit timp de la începutul scurgerii. Ea suferă influenţa complexă a numeroşi factori naturali şi artificiali, care au ca principale efecte :

— decalarea în timp a scurgerii faţă de precipitaţii (scurgerea începe şi se termină mai tîrziu comparativ cu începutul şi încetarea precipitaţiei, datorită inerţiei hidrologice a bazinului) ;

— nesimultaneitatea debitelor maxime ale bazinelor elementare afluente, ceea ce conduce la o valoare a debitului maxim total mai mică decît suma acestora, în cazul perimetrelor desecabile foarte întinse ;

— accelerarea scurgerii sub acţiunea reţelei de desecare, comparativ cu scurgerea naturală necanalizată.

Ca urmare, la dimensionarea sistemului de desecare se ţine seama de valoarea maximă a scurgerii generată de precipitaţiile cu asigurarea adoptată. De regulă, valorile cele mai mari ale scurgerii sînt produse de ploile de durată (3 sau 5 zile) în cazul suprafeţelor

întinse şi de ploile torenţiale în cazul bazinelor de colectare mici. Uneori, debitul maxim este cauzat de ploi abundente căzute pe sol îngheţat sau de topirea bruscă a zăpezii însoţită de ploi calde.

Debitul maxim de evacuat provenit din precipitaţiile căzute direct pe suprafaţa de desecat se determină prin calcul, cele mai bune rezultate obţinîndu-se prin *metoda bazată pe geneza şi dinamica scurgerii superficiale.*

Se admit ipotezele:

— ploaia cuprinde simultan întreaga suprafaţă de colectare, iar intensitatea ei $i$ este constantă pe toată durata $t$ a ploii;

— intensitatea absorbţiei apei în sol şi panta terenului au valori uniforme pe întreaga suprafaţă de colectare.

*In situaţia naturală necanalizată,* scurgerea cantităţii de apă în exces continuă după încetarea ploii pe o durată $\tau$ ce este necesară ultimelor picături căzute în punctul cel mai îndepărtat al suprafeţei ca să parcurgă distanţa $L$ pînă la talveg, cu viteza $v_s$. Durata totală a scurgerii este:

$$T = t + \tau, \text{ unde } \tau = \frac{L}{v_s}. \qquad \text{(XX.6)}$$

Timpul $\tau$ este denumit *timp de concentrare a scurgerii.*

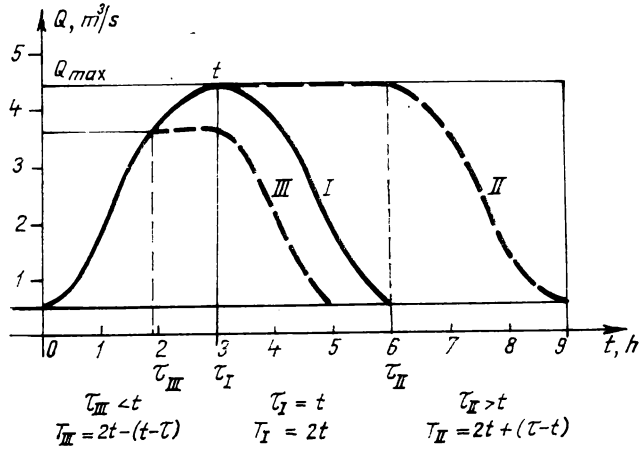



Fig. XX.9. Forma hidrografului scurgerii în funcţie de valoarea coeficientului de întîrziere.

Grosimea stratului de scurgere, respectiv mărimea debitului de apă ce ajunge la talveg, este proporţională cu timpul scurs de la începutul ploii. Valoarea maximă a debitului şi momentul cînd se produce depind direct de raportul:

$$\frac{t}{\tau} = \varphi, \qquad \text{(XX.7)}$$

denumit *coeficient de întîrziere a scurgerii*

În funcţie de valoarea acestui raport, se întîlnesc trei cazuri caracteristice (fig. XX.9):

1) Durata ploii de calcul este mai mică decît timpul de concentrare:

$$t < \tau, \text{ deci } \varphi < 1.$$

Debitul scurgerii creşte continuu pe toată durata ploii, valoarea maximă înregistrîndu-se odată cu încetarea ei, după timpul $t$:

$$q_{max} = t\ (1\ \eta\ i\ v_s), \qquad \text{(XX.8)}$$

unde $b$ reprezintă lăţimea fişiei de scurgere.

Scurgerea suferă o întîrziere, iar hidrograful scurgerii are forma de trapez (hidrograful II). Astfel de situaţii au loc fie în cazul precipitaţiilor de scurtă durată, fie cînd suprafaţa de colectare este foarte lungă ori viteza de scurgere prea mică,

2) Durata ploii este egală cu timpul de concentrare:

$$t = \tau, \text{ deci } \varphi = 1.$$

Reprezintă o situaţie limită a cazului precedent, cu deosebirea că scurgerea nu mai suferă o întîrziere (la formarea debitului participă întreaga suprafaţă), hidrograful scurgerii avînd forma de triunghi (I),

3) Durata ploii este mai mare decît timpul de concentrare:

$$t > \tau, \text{ dar } \varphi = 1,$$

deoarece mărimea scurgerii nu poate depăşi mărimea precipitaţiei. Debitul maxim se produce după timpul $\tau$ de la începutul precipitaţiei:

$$q_{max} = \tau\ (b\eta i v_s) \qquad \text{(XX.9)}$$

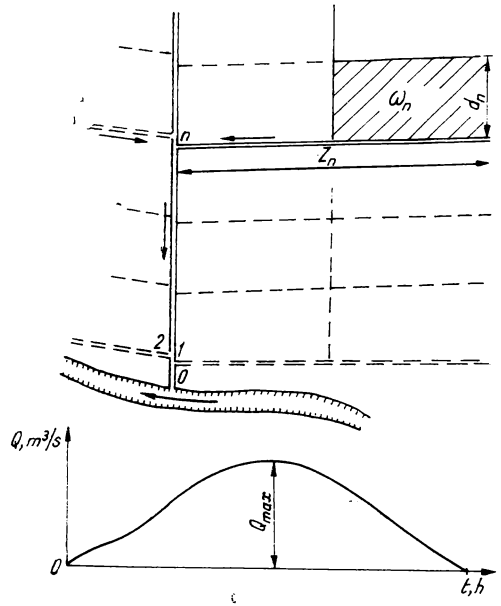



Fig. XX.10. Schema hidrografului scurgerii în cazul suprafeţelor desecate.

şi continuă cu această valoare pînă la încetarea precipitaţiei pe durata $t - \tau$. Hidrograful scurgerii are forma de trapez (I).

*În cazul unui perimetru desecat*, reţeaua de canale îl fragmentează într-o serie de suprafeţe parţiale de colectare $\omega$ (fig. XX.10). Pentru fiecare din acestea se determină

cu relațiile (XX.8) sau (XX.9) valoarea scurgerii maxime și hidrograful scurgerii. Durata totală a scurgerii $T$ pînă la canalul principal de evacuare trasat pe talveg, pentru o euprafață parțială $\omega_n$, este :

$$T = t + \tau = t + \frac{d_n}{v_s} + \frac{Z_n}{v},$$

în care $v$ este viteza medie a apei în canalul lateral.

Valoarea debitului maxim de-a lungul canalului de evacuare, pînă la gura de vărsare, crește la fiecare nouă descărcare de canale laterale. Variația debitului maxim în lungul canalului și valoarea debitului maxim de evacuare în emisar se stabilesc prin *însumarea în timp* a debitelor afluente, ținînd seama de momentul sosirii debitului maxim în emisar și de distanța pînă la gura de evacuare.

*Viteza scurgerii dispersate la suprafața terenului* $v_s$ poate fi calculată cu relația :

$$v_s = C_0 \sqrt{\mathcal{J}} \eta p \text{ [mm/s]}, \qquad \text{(XX.10)}$$

în care : $\eta p$ este înălțimea precipitației (topirii), în mm ;
$\eta$ — coeficientul de scurgere a precipitației ;
produsul $\eta p = y$ reprezintă grosimea stratului scurgerii ;
$\mathcal{J}$ — panta generală a suprafeței de colectare ;

$C_0 = \alpha \sqrt{y} = \frac{87}{\gamma} \sqrt{y} = 5 \ldots 40$, coeficient ce caracterizează rugozitatea suprafeței de scurgere ; valorile mici corespund suprafețelor denivelate și cu vegetație bine închsiată, iar valorile mari suprafețelor bine lucrate, lipsite de vegetație și cu pante pronuțate.

*Timpul de concentrare* — poate fi stabilit atît prin metoda dinamicii scurgerii, cît și prin formule empirice. Mai larg cunoscută este *formula Pasini* :

$$\tau = \alpha \frac{\sqrt[3]{L \cdot S}}{\sqrt{\mathcal{J}}} \text{ [h]}, \qquad \text{(XX.11)}$$

în care : $S$ este suprafața de colectare, în km$^2$ ;
$L$ — parcursul cel mai lung al apei pînă la punctul de evacuare, în km ;
$\mathcal{J}$ — panta generală a parcursului cel mai lung (respectiv a parcursului $L$) ;
$\alpha$ — coeficient cu valoarea 0,108 pentru zonele plane interesate la desecare.

Formula este valabilă pentru suprafețe de colectare mai mari de 4 000 ha (putînd fi acceptată și la suprafețe de 2 000—4 000 ha).

Pentru calculul debitului specific maxim de evacuare s-au elaborat numeroase formule empirice, care în general au valabilitate numai pentru condițiile în care au fost determinate (Bocci, Giandotii în Italia ; A.D. Dubah, O.T. Matkevici în U.R.S.S. etc.). O utilizare largă pot avea numai formulele bazate pe cercetarea genezei și dinamicii scurgerilor superficiale (A.N. Kosteakov și D. Turazza).

După A. N. Kosteakov, debitul specific maxim de evacuare este dat de relaţia:

$$q_{max} = 2{,}8 \frac{\eta h}{t} \cdot \frac{K}{\frac{x}{\sqrt{S}}} \text{ [l/s.ha]}, \qquad \text{(XX.12)}$$

în care: $S$ este suprafaţa de colectare a apei, în ha;

$h$ — cantitatea precipitaţiilor (sau a topirii zăpezii în 24 h) din perioada pentru care se determină scurgerea, în mm;

$\eta$ — coeficientul de scurgere al precipitaţiei respective;

$t$ — durata căderii ploii (sau topirii zăpezii), în h;

$K$ — coeficient a cărui valoare depinde de forma hidrografului scurgerii şi anume: pentru triunghi $K = 2$, pentru trapez $K < 2$, iar pentru o formă neregulată $2 < K < 4$; în mod obişnuit se consideră în calcule valoarea medie $K = 2$, care corespunde situaţiei $t \leqslant \tau$;

$x$ — indicele radicalului cu valorile din tabelul XX.3.

Indicele $x$ are valori cu atît mai ridicate cu cît sînt mai mari: densitatea reţelei de canale în sens transversal pantei, sau panta terenului $I$, ori durata $t$ şi intensitatea $i$ a precipitaţiilor (a topirii zăpezilor) şi cu cît este mai mică absorbţia apei de către sol. El devine mai mare, de asemenea, odată cu creşterea suprafeţei de colectare $S$.

Expresia $\frac{K}{\frac{x}{\sqrt{S}}} = \varphi$ reprezintă de fapt valoarea coeficientului de întîrziere a scurgerii $\left(\varphi = n \frac{t}{\tau}\right)$. În cazul în care $\sqrt[x]{S} \leqslant 2{,}0$ (respectiv suprafaţa desecabilă mică, ploi de lungă durată sau scurgeri excepţional de intense), valoarea coeficientului de întîrziere devine $\varphi = 1$, deci:

$$q_{max} = 2{,}8 \frac{\eta h}{t} \text{ [l/s.ha]}. \qquad \text{(XX.13)}$$

În sistemele de desecare din ţara noastră, valorile debitului specific maxim de evacuare sînt cuprinse, în mod obişnuit, între 0,40 şi 0,80 l/s.ha, coborînd la 0,25—0,30 l/s.ha în cazul suprafeţelor foarte întinse (50.000—100.000 ha) şi cu reţea rară de desecare din zona subumedă sau secetoasă şi crescînd la 0,90—1,00 l/s.ha, în cazul suprafeţelor mijlocii şi mici, cu reţea deasă de desecare, din zona umedă.

Debitul specific provenit din precipitaţiile căzute în zona înaltă limitrofă se calculează după aceeaşi metodă, ţinînd seama de coeficienţii de scurgere corespunzători terenurilor cu pante mai mari (tabelul XX.4.). Precipitaţiile critice sînt, de regulă, ploile torenţiale. Afluxul de apă din zona înaltă se interceptează şi înlătură, ori de cîte ori este posibil, înainte de a pătrunde în perimetrul desecabil.

Debitul de evacuare provenit din apa freatică aflată la mică adîncime se determină prin pompări sau prin calcul cu metodele utilizate în lucrările de drenaj. El alimentează reţeaua de desecare numai pe durata scurgerii minime şi mijlocii, nu şi pe timpul scurgerii maxime, din care cauză nu contribuie la majorarea debitului maxim de evacuare.

Debitul afluxului subteran din versanţii limitrofi sau terasa înaltă se determină cu relaţia:

$$Q = K\, H \sqrt{I}\, L \text{ [l/s]}, \qquad \text{(XX.14)}$$

*Tabelul XX.3*

## Valorile $x$ din relația (XX.12)

| Panta $\mathcal{J}$ și suprafața bazinului decolectare $S$ mii ha | | Ape mijlocii de vară | | | | Ape mari de vară | | | | Viituri de primăvară | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Lungimea suprafeței de colectare $L$[1]), km | | | | | | | | | | | |
| | | 0,20 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | 0,20 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | 0,20 | 0,50 | 1,00 | 2,00 |
| $\mathcal{J} = 0{,}0004$ | $S<3$ | 2,10 | 1,80 | 1,50 | 1,40 | 3,10 | 2,60 | 2,30 | 2,10 | 6,00 | 4,30 | 3,50 | 3,00 |
| | $S=3\ldots50$ | 2,70 | 2,20 | 2,10 | 2,00 | 4,00 | 3,30 | 3,00 | 2,70 | 6,80 | 5,20 | 4,40 | 3,90 |
| | $S>50$ | 3,00 | 2,50 | 2,30 | 2,20 | 4,20 | 3,60 | 3,20 | 3,00 | 7,00 | 5,40 | 4,70 | 7,10 |
| $\mathcal{J} = 0{,}001$ | $S<3$ | 2,30 | 2,00 | 1,70 | 1,50 | 3,50 | 2,80 | 2,50 | 2,20 | 7,30 | 5,00 | 4,00 | 3,40 |
| | $S=3\ldots50$ | 3,00 | 2,60 | 2,30 | 2,10 | 4,40 | 3,60 | 3,20 | 2,90 | 7,90 | 5,40 | 5,00 | 4,20 |
| | $S>50$ | 3,20 | 2,80 | 2,50 | 2,30 | 4,60 | 4,00 | 3,50 | 3,10 | 8,00 | 6,00 | 5,20 | 4,50 |
| $\mathcal{J} = 0{,}005$ | $S<3$ | 2,70 | 2,30 | 2,00 | 1,70 | 4,10 | 3,20 | 2,80 | 2,40 | 10,00 | 6,40 | 5,00 | 3,90 |
| | $S=3\ldots50$ | 3,50 | 2,80 | 2,50 | 2,30 | 5,00 | 4,00 | 3,50 | 3,10 | 10,00 | 7,00 | 5,70 | 4,80 |
| | $S>50$ | 4,00 | 3,20 | 2,80 | 2,60 | 5,30 | 4,20 | 3,80 | 3,40 | 10,00 | 7,20 | 5,80 | 5,00 |
| $\mathcal{J} = 0{,}01$ | $S<3$ | 3,10 | 2,50 | 2,10 | 1,90 | 5,30 | 3,90 | 3,20 | 2,80 | — | 9,40 | 6,40 | 5,00 |
| | $S=3\ldots50$ | 4,00 | 3,40 | 2,80 | 2,50 | 6,10 | 4,80 | 4,10 | 3,60 | — | 10,00 | 7,20 | 6,00 |
| | $S>50$ | 4,20 | 3,50 | 3,00 | 2,70 | 6,30 | 5,00 | 4,30 | 4,00 | — | 10,00 | 7,30 | 6,00 |
| $\mathcal{J} = 0{,}04$ | $S<3$ | 4,00 | 3,00 | 2,50 | 2,20 | 7,50 | 5,00 | 4,00 | 3,40 | — | — | 10,00 | 7,00 |
| | $S=3\ldots50$ | 4,80 | 3,70 | 3,20 | 2,80 | 8,00 | 6,00 | 5,00 | 4,20 | — | — | 10,00 | 7,60 |
| | $S>50$ | 5,00 | 4,00 | 3,40 | 3,00 | 8,20 | 6,20 | 5,20 | 4,50 | — | — | 10,00 | 8,00 |

[1]) Lungimea $L$ reprezintă parcursul apei de la creastă la talveg în cazul suprafețelor nedesecate sau distanța între canalurile de desecare în cazul amplasării lor transversal pe pantă.

în care : $H$ este gosimea stratului acvifer din versant, în m;
$\mathcal{J}$ — panta nivelului apei freatice, în m/km.,;
$L$ — lungimea frontului de apariţie a apei freatice la contactul dintre versant şi suprafaţa desecabilă, în m;
$K$ — coeficientul de infiltraţie al stratului acvifer, în cm/s.

*Tabelul XX.4*

**Coeficienţii de scurgere ai terenurilor în pantă (după M. Moţoc)**

| Modul de folosinţă al terenului | Panta % | Textura solului | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Luto-nisipos | Lutos şi luto-argilos | Argilos |
| Pădure | 0—5 | 0,10 | 0,30 | 0,40 |
| | 5—10 | 0,25 | 0,35 | 0,50 |
| | 10—30 | 0,30 | 0,50 | 0,60 |
| Păşune | 0—5 | 0,10 | 0,30 | 0,40 |
| | 5—10 | 0,15 | 0,35 | 0,55 |
| | 10—30 | 0,20 | 0,40 | 0,60 |
| Teren cultivat | 0—5 | 0,30 | 0,50 | 0,60 |
| | 5—10 | 0,40 | 0,60 | 0,70 |
| | 10—30 | 0,50 | 0,70 | 0,80 |

Debitul provenit din infiltraţia prin şi pe sub dig, în cazul incintelor îndiguite, se calculează cu metodele specifice uzuale ţinînd seama de distanţa pînă la canalul ce va intercepta apele de infiltraţie şi de diferenţa de nivel între apa din canal şi nivelul apelor mari de durată din cursul de apă.

Debitele de evacuat din sistemele de irigaţii diferă după tipul de amenajare şi metoda de udare, putîndu-se considera următoarele valori procentuale din hidromodulului brut lunar :

- conducte sub presiune, udare prin aspersiune practic 0;
- canale şi jgheaburi, udare prin aspersiune 2—5%
- canale şi jgheaburi, udare pe brazde 5—15%;
- canale şi jgheaburi, submersiune (orezării) 15—30%.

Debitul de evacuat din amenajările piscicole diferă după tipul amenajării şi situaţia locală, iar mărimea lui variază în decursul anului în funcţie de regimul de exploatare. Hidrograful debitelor de evacuare se stabileşte prin proiectul amenajării piscicole.

Debitul total de evacuat se calculează prin însumarea în timp, lună de lună, a debitelor parţiale provenite de la diverse surse. Debitul total din luna cu valoarea cea mai mare se adoptă ca *debit maxim de dimensionare*. În vederea evitării unor vîrfuri care ar conduce la supradimensionări neraţionale, de la caz la caz se poate recurge la decalarea în timp a unor debite parţiale cu valori mari şi care nu reclamă evacuarea simultană obligatorie (de exempul debitele provenite din sistemele de irigaţie şi din amenajările piscicole).

În acelaşi scop, este raţional adeseori a reţine în bazine de acumulare viiturile văilor afluente cu caracter torenţial sau scurgerile abundente de pe versanţi şi a le evacua treptat, după trecerea debitului maxim provenit din celelalte surse. Trebuie ţinut seama şi de capacitatea de acumulare a reţelei de canale, care participă de asemenea la atenuarea vîrfurilor.

## 3.2. TRASAREA ŞI DIMENSIONAREA REŢELEI DE CANALE DESCHISE

3.2.1. **Trasarea reţelei de canale deschise.** Reţeaua de desecare a apelor de suprafaţă cuprinde trei categorii de elemente componente : elemente pentru interceptarea şi îndepărtarea afluxului de ape exterioare ; elemente de regularizare a excesului de umiditate local ; elemente de transport şi evacuare.

*Elementele pentru interceptarea şi îndepărtarea afluxului de ape exterioare.* Afluxul de ape exterioare — de suprafaţă sau subterane — este interceptat de regulă înainte de a pătrunde pe teritoriul desecabil şi descărcat într-un emisar. Apele de suprafaţă sînt colectate în *canale de centură* trasate, pe cît posibil, perpendicular pe direcţia curentului (paralel cu curbele de nivel) pe limita din amonte a teritoriului desecabil. Ele pot fi continue sau fracţionate, atunci cînd sînt amplasate numai pe sectoarele de concentrare a scurgerii, racordîndu-se la reţeaua de desecare în mai multe puncte. Adîncimea şi secţiunea transversală a canalelor de centură se dimensionează în funcţie de debitul afluent. Pe zonele joase ale perimetrului, canalele de centură pot fi însoţite sau înlocuite prin diguri de apărare.

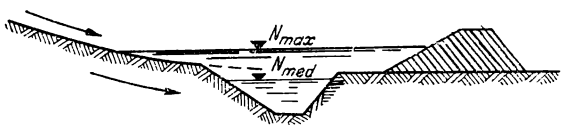



Fig. XX.11. Canal de coastă.

În cazul în care canalul de centură este amplasat la baza unui versant, poartă denumirea de *canal de coastă* (fig. XX.11). În mod obişnuit, taluzul dinspre versant se proiectează cu o înclinare mai lină (1/2—13/) şi se înierbează. Pămîntul rezultat din săpătură se depozitează pe malul din aval, sub formă de diguleţ. Adeseori canalele de coastă au rolul de a intercepta atît scurgerile superficiale, cît şi afluxul subteran. Adîncimea lor, în acest caz, se măreşte la 2,50—4,00 m şi chiar mai mult, în funcţie de adîncimea apei freatice. Distanţa între axul canalului şi piciorul versantului se adoptă obişnuit de 50—10 m.

Interceptarea curentului de infiltraţie prin digurile de pămînt — în cazul viiturilor de lungă durată — se realizează cu ajutorul unor canale sau şanţuri trasate aproximativ paralel cu digul, la distanţă mică de acesta (obişnuit la baza grindului de mal, pe care este amplasat digul). Adîncimea lor depinde de textura solului, fiind mai mică (1 ~ m) în cazul terenurilor slab permeabile şi mai mare (2~ m) în cazul celor permeabile. Trebuie evitată străpungerea stratelor impermeabile superficiale, cu atît mai mult cu cît canalul este situat mai aproape de dig.

*Elementele de regularizare a apelor de suprafaţă locale.* Regularizarea apelor de suprafaţă interioare se face cu ajutorul unei reţele de şanţuri de regularizare (de captare,

de desecare) care adună apele ce se scurg sau băltesc la suprafaţa solului şi le descarcă în reţeaua de canale colectoare. Efectul şanţurilor de regularizare depinde de amplasarea în plan şi dimensiunile lor, îndeosebi de repartizarea faţă de microrelief şi de distanţa dintre ele.

Şanţurile de regularizare se trasează transversal pe direcţia de scurgere a apelor, cu o uşoara înclinare faţă de curbele de nivel, aşa încît să se asigure o pantă a fundului de cel puţin 0,05%. În cazul unor depresiuni locale (crovuri, japşe etc.), care favorizează băltirea apelor, şanţurile trebuie să le traverseze pe talveg sau cel puţin să le asigure scurgerea în canalele colectoare. Amplasarea în plan a şanţurilor se face astfel încît să rezulte sectoare de formă regulată, pe cît posibil dreptunghiulare şi cu dimensiuni egale, în conformitate cu cerinţele organizării teritoriului agricol şi astfel ca să nu stingherească mecanizarea lucrărilor agricole.

Distanţa între şanţurile de regularizare se stabileşte în funcţie de durata de submersiune admisă pentru asolamentul practicat pe terenul desecat, fiind cu atît mai mică cu cît culturile sînt mai pretenţioase, terenul lipsit de pantă şi rugozitatea suprafeţei solului mai mare. Cu cît această distanţă este mai mică, cu atît se accelerează colectarea şi evacuarea apei de pe suprafaţa solului, înlăturîndu-se pericolul umezirii în exces, dar în aceeaşi măsură creşte pericolul uscării excesive a solului. Totodată creşte suprafaţa scoasă din cultură, se îngreuiază mecanizarea muncilor agricole, cresc cheltuielile de execuţie şi întreţinere a lucrărilor de desecare. De aceea, stabilirea distanţei între şanţurile de regularizare trebuie să se facă pe baza unei temeinice analize tehnico-economice.

Pentru a nu stînjeni muncile agricole, distanţa între şanţurile de regularizare trebuie să fie de cel puţin 400—500 m, iar lungimea lor de 1,00—1,50 km. În cazul în care se impun distanţe mai mici între elementele de regularizare, acestea trebuie executate sub forma de şanţuri (rigole) provizorii, care pot fi traversate de maşinile agricole. Deschiderea lor se face cu ajutorul plugurilor de săpat şanţuri, sau chiar cu plugurile agricole adaptate la astfel de lucrări, în fiecare an, nivelîndu-se eventual înainte de recoltare. În acelaşi scop, şanţurile deschise se pot înlocui prin colectori închişi, din tuburi sau şanţuri cu umplutură permeabilă (piatră spartă, prundiş, fascine, vreascuri etc.).

Distanţa între elementele de regularizare se poate calcula prin metoda dinamicii scurgerii superficiale, potrivit celor expuse anterior. S-au elaborat în acest scop şi diverse formule empirice, dintre care menţionăm, cu caracter informativ, formula A.D. Dubah:

$$d = \frac{24\, T \sqrt{\mathcal{J}}}{n} \left[ \frac{(\eta H)^{2/3}}{(\eta H)^{2/3} - 1} \right], \qquad \text{(XXI.15)}$$

în care: $d$ este distanţa între şanţurile de desecare, în m;

$\mathcal{J}$ — panta medie a terenului;
$T$ — timpul de evacuare a apei de pe suprafaţa desecată, în $h$;
$n$ — coeficientul de rugozitate a suprafeţei terenului ($n = 0{,}03$ păşuni şi fîneţe cu iarbă scurtă; $n = 0{,}035$ păşuni şi fîneţe cu iarbă înaltă; $n = 0{,}04$ culturi ajunse la maturitate; $n$ — 0,05 tufăriş rar, cu buruieni);
$\eta$ — coeficientul de scurgere a precipitaţiei;
$H$ — stratul de apă în momentul încetării ploii, în mm; (se poate determina cu relaţia:
($H$ = 0,65 $it$, unde $i$ este intensitatea ploii, în mm/h, iar $t$ este durata ploii, în h).

Dimensiunile secţiunii transversale se stabilesc în funcţie de debitul de evacuat, ţinînd seama de suprafaţa de colectare aferentă fiecărui element de regularizare şi de

mărimea debitului specific de evacuare. Din motive constructive şi de întreţinere, şanţurile permanente se execută cu adîncimea minimă de 0,70 — 0,80 m şi lăţimea la fund de cel puţin 0,25—0,30 m.

Pămîntul rezultat din săparea elementelor de regularizare se împrăştie pe fişia dintre ele, urmărindu-se ca prin aceasta să se realizeze totodată şi o nivelare a depresiunilor.

Trebuie avut în vedere că, de multe ori, nu este necesară pe întreaga suprafaţă desecabilă o reţea sistematică de regularizare a umidităţii. Ea trebuie limitată în aceste cazuri la depresiuni şi zone joase lipsite de pantă, urmînd ca pentru terenurile mai înalte şi cu pante care asigură scurgerea în timp util, captarea excesului de apă să se realizeze direct de către canalele colectoare trasate pe talveguri.

Este de reţinut că viteza de scurgere a apei la suprafaţa terenului creşte apreciabil atunci cînd arătura este orientată în lungul pantei, permiţînd mărirea cu 20—40% a distanţei între elementele de regularizare. În unele situaţii, subsolajul şi drenurile cîrtiţă pot înlocui cu succes şanţurile deschise de regularizare.

*Conducerea apelor colectate.* Elementele de regularizare se descarcă în reţeaua de canale colectoare, care transportă apele captate şi le descarcă în emisar prin intermediul canalului principal de evacuare. Canalele colectoare şi canalul de evacuare sînt, de regulă, canale deschise cu caracter permanent.

Canalul principal de evacuare constituie lucrarea de bază a sistemului, de care depinde în mare măsură reuşita desecării. De acceea, la proiectarea lui trebuie analizate cu atenţie particularităţile orografice şi hidrografice ale unităţii desecabile, căutîndu-se a se respecta pe cît posibil următoarele condiţii:

— canalul să fie trasat pe cotele cele mai joase ale terenului, urmărind talvegul văilor şi depresiunilor principale, astfel încît să asigure primirea şi evacuarea tuturor apelor în exces de pe teritoriul desecabil;

— traseul în plan şi profilul longitudinal al canalului să aibă un număr cît mai mic de frînturi (schimbări bruşte de direcţie şi de pantă), iar printr-o dimensionare judicioasă să se preîntîmpine erodarea, colmatarea sau îmburuienarea lui;

— canalul să se amplaseze în terenuri rezistente, stabile, evitîndu-se turbele, chişaiurile şi mîlurile, iar în caz că aceste cerinţe nu pot fi îndeplinite, să se prevadă măsuri corespunzătoare pentru asigurarea stabilităţii secţiunii.

La alegerea traseului trebuie să se ţină seamă şi de lăţimea suprafeţei desecabile. Dacă formele de relief nu impun un anumit traseu, în cazul unităţilor cu lărgimi pînă la aproximativ 1,5 km este indicat să se traseze canalul pe limita perimetrului, pentru a nu se stînjeni exploatarea, iar în cazul unităţilor largi să se traseze aproximativ pe mijlocul acestora.

Canalele colectoare de ultim ordin, în care se descarcă reţeaua de regularizare, se trasează pe cît posibil după linia de cea mai mare pantă, pentru a evacua cît mai repede apele colectate. Cînd lipseşte reţeaua de regularizare, aceste colectoare se trasează transversal pe direcţia de scurgere a apelor. Pentru a permite regularizarea dirijată a regimului de umiditate, în funcţie de cerinţele diferite ale culturilor, este recomandabil ca fiecare solă să aibă un canal propriu de colectare.

Potrivit cu particularităţile terenului desecabil, descărcarea reţelei de regularizare şi a canalelor colectoare în canale de ordin superior se poate face unilateral şi bilateral. Descărcarea bilaterală este de preferat ori de cîte ori este posibilă, deoarece implică o reţea mai scurtă de canale colectoare, deci cheltuieli mai mici de investiţie şi întreţinere şi fragmentează mai puţin suprafaţa, delimitînd sole de lungimi mai mari.

Pentru a preîntîmpina eroziunile sau colmatările în zona de descărcare a colectoarelor, racordarea lor se execută sub un unghi ascuţit în sensul curentului, a cărui valoare

se stabileşte în funcţie de dimensiunile canalului, rezistenţa terenului şi viteza curentului afluent. Ca valori orientative se indică 90—60° în cazul canalelor afluente cu debit pînă la 0,50 m³/s şi 60— 45° pentru canalele cu debite mai mari. Cînd canalele afluente sînt perpendiculare pe cele recipiente, racordarea se poate face după o curbă cu raza de 5—10 ori lăţimea la nivelul terenului a canalului afluent (mai mare în terenurile necoezive).

Trasarea reţelei de canale de desecare comportă o sistematizare hidraulică a teritoriului desecabil. Ea trebuie coordonată cu organizarea teritoriului, urmărind să rezulte sectoare de forme regulate pentru a nu stînjeni procesele de producţie şi în special mecanizarea lucrărilor agricole. De aceea, dacă proiectarea reţelei de desecare nu se poate face concomitent cu proiectarea organizării teritoriului, sau atunci cînd pe terenul desecat se prevede a se introduce irigaţia, este recomandabil ca în prima etapă să se execute numai reţeaua de canale de ordin superior, urmînd ca reţeaua de regularizare să se execute după proiectarea organizării teritoriului, respectiv a sistemului de irigaţie.

3.2.2. **Dimensionarea canalelor deschise de desecare.** Dimensionarea canalelor deschise de desecare se referă la calculul elementelor hidraulice care caracterizează secţiunea transversală, profilul în lung al canalului şi viteza scurgerii.

Capacitatea de transport a canalelor se calculează pentru debitul maxim de evacuare, stabilindu-se următoarele elemente : nivelul maxim al suprafeţei libere a apei ; panta fundului *i* şi a suprafeţei libere a apei *I* ; adîncimea apei în canal *H* şi înălţimea de siguranţă ; viteza medie *v* ; forma secţiunii transversale.

*Nivelul maxim al suprafeţei libere a apei* se proiectează astfel încît să asigure colectarea apelor în exces chiar de pe zonele cele mai joase ale perimetrului desecabil. El se situează sub nivelul mediu al terenului învecinat, la o diferenţă care constituie *înălţimea de siguranţă* a canalului, avînd rolul de a evita inundarea sau umezirea excesivă a malurilor canalului.

Mărimea înălţimii de siguranţă variază cu debitul canalului, adoptîndu-se obişnuit următoarele valori :

0,20—0,30 m pentru canale cu debit sub 1 m³/s ;

0,30—0,40 m pentru canale colectoare cu debit peste 1 m³/s ;

La traversarea zonelor joase, se poate admite ca nivelul maxim să ajungă pînă la suprafaţa terenului pe o durată ce nu depăşeşte o zi.

Pentru a asigura descărcarea lesnicioasă a canalelor afluente, nivelul maxim al apei în canalul receptor se proiectează cu 0,15—0,20 m mai coborît decît nivelul maxim în canalul afluent, ţinînd seama şi de faptul că, pe durata exploatării sistemului, au loc colmatarea sau deformarea secţiunii, învadarea lui cu vegetaţie şi alte fenomene care reduc capacitatea de transport a colectoarelor, determinînd modificarea cotelor suprafeţei libere a apei.

*Panta canalului* este practic condiţionată, în cazul canalelor lungi, de panta generală a terenului. Cum terenurile desecabile au, de regulă, o pantă generală foarte redusă, pentru a realiza o pantă corespunzătoare a fundului însă evitînd săpăturile prea adînci pe sectorul aval al canalelor de evacuare, apare indicat de a fracţiona sistemele de desecare alungite în subsisteme cu descărcare independentă, iar în cazul existenţei unor depresiuni prea joase să se introducă pompări intermediare (fig.XX.12).

Valorile minime uzuale ale pantei sînt de 0,001—0,0005 pentru canalele colectoare cu debite pînă la 3—5 m³/s, putînd coborî în cazul canalelor cu debite mai mari la 0,0002 şi excepţional, pînă la 0,00015.

*Viteza medie* se alege astfel ca să satisfacă condiţiile de neerodare şi neîmpotmolire, calculîndu-se cu relaţiile uzuale. În mod deosebit, avînd în vedere regimul foarte variat al debitelor de desecare şi pericolul invadării cu vegetaţie acvatică a canalelor, este de dorit ca viteza medie pentru debitul obişnuit să nu coboare sub limita de 0,40—0,50 m/s.

În general, viteza medie pe rețeaua de canale de desecare se adoptă de 0,40—0,80 m/s. De reținut că valoarea coeficientului de rugozitate, care depinde de gradul de neregularitate al pereților canalului, se alege nu pentru condițiile din momentul execuției, ci pentru condițiile specifice de întreținere și exploatare a canalului: albie cu mîl, ușoare denivelări sau degradări ale pereților, eventual un anumit grad de dezvoltare a vegetației în

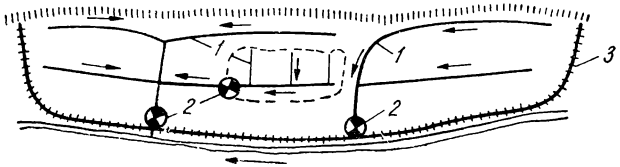



Fig. XX.12. Fracționarea sistemului de desecare:
*1* — canale de desecare; *2* — stații de pompare; *3* — dig.

canal. În caz contrar, valorile vitezei medii rezultate din calcul vor fi mai mari decît cele, reale conducînd la subdimensionarea canalelor.

*Forma secțiunii transversale* a canalelor de desecare este, în mod obișnuit, cea trapezoidală. Pentru șanțurile de regularizare și canalele mici se folosește uneori secțiunea triunghiulară, iar pentru canalele pe pășuni secțiunea parabolică, care permite trecerea animalelor.

Înclinarea taluzelor $m$ se alege în funcție de adîncimea canalului și natura pămîntului, pe baza rezultatelor studiilor geotehnice; cu caracter orientativ se pot lua în considerare valorile din tabelul XX.5.

*Tabelul XX.5*

**Înclinarea taluzurilor, $m$**

| Șanțuri și canale | Pămînturi | | |
|---|---|---|---|
| | Argilo-lutoase | Luto-argilos și lutos | Luto nisipos și nisipo-lutos |
| Șanțuri de regularizare | 1,00 | 1,00—1,25 | 1,25—1,50 |
| Canale colectoare $H < 1{,}50$ m | 1,00—1,25 | 1,25—1,50 | 1,50—1,75 |
| Canale colectoare $H > 1{,}50$ m | 1,25—1,50 | 1,50—1,75 | 1,75—2,00 |
| Canale de evacuare, emisari | 1,50—1,75 | 1,75—2,00 | 2,00—2,50 |

În cazul nisipurilor refulante și al altor terenuri nestabile sub acțiunea hidrodinamică a apei subterane, înclinarea taluzurilor poate ajunge la valori și mai mari: $m = 3{,}00—4{,}00$. Din motive constructive și de întreținere, lățimea la fund a canalelor, nu trebuie adoptată mai mică de 0,30 m la șanțurile de regularizare și de 0,50 m la canalele colectoare.

Dată fiind variabilitatea debitului de evacuare în diverse perioade ale anului și faptul că, în majoritatea timpului, canalele funcționează cu debite și viteze reduse, care

favorizează dezvoltarea vegetaţiei acvatice, este adeseori oportun ca în cazul canalelor cu dimensiuni mari să se adopte o secţiune dublu trapezoidală, în care scurgerea debitelor mici să fie concentrată într-o cunetă centrală cu fund îngust. Banchetele laterale se prevăd orizontale sau cu o uşoară înclinare spre cunetă (fig. XX.13). Comparativ cu secţiunea simplu trapezoidală, necesită aproximativ acelaşi volum de excavaţii, însă scoate din cultură o suprafaţă mai mare de teren. Se poate suplini această pierdere prin înierbarea banchetelor.

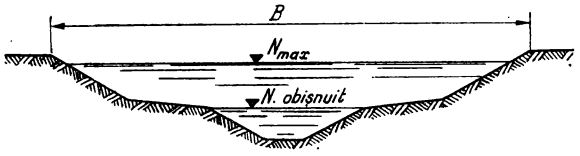



Fig. XX. 13. Secţiunea dublu-trapezoidală.

### 3.3. EVACUAREA APELOR COLECTATE

3.3.1. **Alegerea punctului de vărsare în emisar.** Apele colectate în reţeaua de desecare sînt evacuate, de regulă, într-un curs de apă permanent, cu capacitate de transport suficient de mare pentru a nu cauza, prin aceasta, prejudicii terenurilor sau amenajărilor limitrofe. Dacă perimentrul desecat se găseşte situat la mare depărtare de un curs de apă permanet, apele colectate pot fi conduse la acesta folosind reţeaua hidrografică periodică (văi seci, vîlcele, privale etc.), cu sau fără amenajări speciale, ori se creează un canal emisar artificial. Numai cu totul excepţional, în cazul suprafeţelor desecate mici, se recurge la evacuarea într-un lac sau într-un strat permeabil subteran.

Gura de evacuare în emisar se amplasează, de regulă, într-o zonă concavă a curburii rîului, canalul de evacuare racordîndu-se tangenţial la direcţia de curgere a emisarului. Dacă emisarul este în aliniament, racordarea se face după un unghi mai mic de 60°.

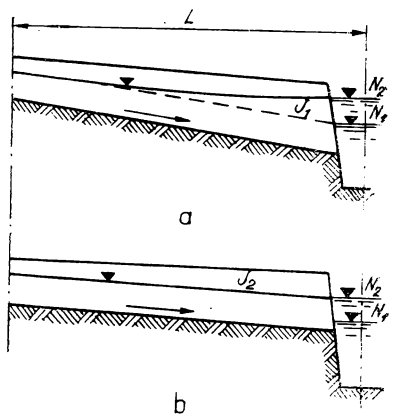



Fig. XX.14. Vărsarea în emisar a apei din canalul de evacuare :
*a* —cu remuu ; *b* —fără remuu.

O problemă importantă a vărsării în emisar o constituie alegerea nivelului *zero* al suprafeţei libere a apei, de la care porneşte proiectarea profilului longitudinal al canalului de evacuare. În general, nivelul *zero* se situează între nivelul apelor obişnuite $N_1$ (fig. XX.14, *a)* ca limită inferioară şi aivelul apelor maxime asigurate $N_2$ (fig. XX. 14, *b*), ca limită superioară.

În primul caz, după ce nivelul în emisar depășește cota $N_1$ se produce un remuu în canalul de evacuare, a cărui înălțime $z$ la distanța $x$ de la confluență se poate calcula cu relația:

$$z = 2h - \mathcal{J}x - \sqrt{h\left(h - \frac{Ix}{2}\right)}, \qquad \text{(XX.16)}$$

în care: $h$ este înălțimea maximă a curbei de remuu deasupra suprafeței libere a apei neinfluențate de remuu (în cazul de față $h = N_2 - N_1$);

$\mathcal{J}$ — panta suprafeței libere a apei în canal neinfluențată de remuu.

O astfel de soluționare permite o pantă mai mare a canalului de evacuare, deci condiții mai favorabile de curgere la nivele obișnuite și mici în emisar, din care cauză este de obicei preferată.

Cel de al doilea caz se adoptă atunci cînd apele mari ale emisarului au o durată îndelungată.

Adeseori este necesar să se procedeze la amenjarea emisarului, pentru a-i mări capacitatea de transport sau a cobori nivelul liber al apei, eventual a realiza un nou traseu și o albie stabilă în zona gurii de evacuare. Sporirea capacității de transport și coborîrea nivelului liber al apei se realizează, în principal, prin mărirea pantei hidraulice sau a secțiunii albiei. Se recurge în acest scop la străpungerea (tăierea) coturilor, măsură indicată în cazul cursurilor de apă sinuoase, ori la reprofilarea albiei minore în cazul cursurilor de apă împotmolite. Uneori este suficientă înlăturarea din albie a unor praguri naturale sau artificiale, stăvilare, poduri cu radierul prea ridicat etc., ori numai curățirea albiei de vegetația abundentă și amenjarea malurilor.

3.3.2. **Stabilirea modului de evacuare a apei.** Evacuarea apei în emisar se poate face, după caz, prin cădere naturală (gravitațional), pe cale mecanică (prin pompare) sau mixt. Modul cel mai indicat de evacuare se stabilește pe baza studierii curbelor de regim ale nivelurilor apei în canal și emisar, în funcție de frecvența, durata și perioadele producerii nivelurilor caracristice (maxim asigurat și mediu).

*Evacuarea gravitațională* este posibilă atunci cînd nivelul maxim în canalul de evacuare este superior tot timpul nivelului apei în emisar (evacuare gravitațională continuă) sau cînd este depășit numai o perioadă scurtă de timp, obișnuit 5—10 zile (evacuare gravitațională intermitentă). Pentru dirijarea descărcării apei, pe canal se amenajează o *gură de evacuare* (stăvilar deschis, stăvilar tubular, conductă — sifon) amplasată, după caz, pe malul emisarului, în digul de apărare ori în malul terasei. Cînd gura de evacuare este situată sub nivelul maxim al emisarului, se prevede cu dispozitiv de închidere (vană sau clapet automat).

În cazul avacuării gravitaționale intermitente, pe durata nivelurilor ridicate în emisar apele de desecare sînt acumulate în rețeaua de canale, eventual și în unele zone depresionare.

*Evacuarea mecanică* se adoptă cînd nivelul maxim în canalul de evacuare este depășit frecvent sau pe o durată îndelungată de nivelul din emisar, caz aproape general la desecarea luncilor inundabile. Pomparea apei mărește cheltuielile de investiție, dar mai ales cheltuielile de exploatare a sistemului de desecare, cu atît mai mult cu cît sînt mai mari debitul instalat în stație, înălțimea de pompare și volumul total de apă pompată. Pentru a reduce aceste cheltuieli, apele de desecare sînt separate pe altitudini ori de

cîte ori este posibil (fig. XX.15), descărcînd direct în emisar prin cădere liberă afluxul de pe versanţii limitrofi, iar în cazul zonelor depresionare, prevăzînd pompări locale intermediare.

Pentru reducerea debitului instalat în staţiile de pompare, se poate amenaja pe traseul canalului de avacuare un bazin de compensare (de acumulare a vîrfurilor), în care scop se pot folosi lacurile, japşele şi braţele părăsite. La stabilirea înălţimii de pompare, se are în vedere probabilitatea redusă a coincidenţei debitului maxim de evacuat, cu nivelul maxim al emisarului — care se produce rar şi are o durată foarte scurtă — admiţîndu-se în general coincidenţa cu nivelele mari obişnuite ale emisarului.

Amplasamentul staţiei de pompare se alege, de regulă, în zona joasă din avalul unităţii către care gravitează apele de desecare.

*Evacuarea mixtă*, gravitaţională în perioadele cu nivele coborîte în emisar şi prin pompare pe timpul nivelelor mai ridicate, se adoptă în cazul în care această soluţionare rezultă avantajoasă pe baza unui calcul economic comparativ. Gura de evacuare şi staţia de pompare fac de obicei corp comun.

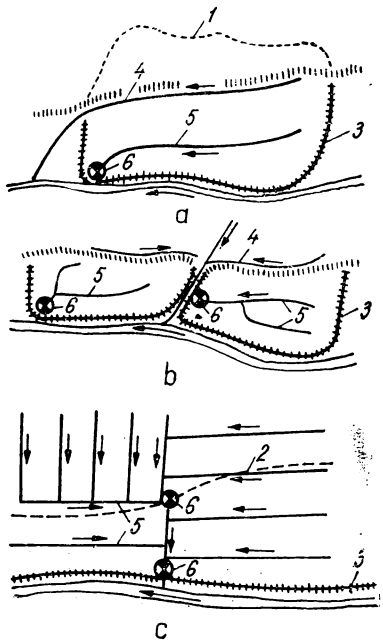



Fig. XX.15. Scheme de soluţionare a evacuării apelor de desecare *a*, *b* şi *c*:

*1* — limita bazinului de colectare; *2* — limita zonei depresionare; *3* — diguri; *4* — canal de coastă; 5 — canale de desecare; *6* — staţii de pompare.

## 4. COBORÎREA NIVELULUI APELOR FREATICE

### 4.1. STABILIREA ADÎNCIMII DE DRENAJ ŞI A DEBITULUI DE EVACUAT

**4.1.1. Cerinţele plantelor cultivate faţă de adîncimea nivelului freatic.** Existenţa apei freatice la mică adîncime de la suprafaţa terenului are o acţiune favorabilă asupra dezvoltării plantelor în cazul în care, prin ascensiune capilară, asigură alimentarea cu apă a stratului radicular, fapt important mai ales în zonele secetoasă şi subumedă, cu deosebire pe durata perioadelor de secetă (fig. XX.16, *a*). Dacă nivelul apei freatice este situat însă prea aproape de suprafaţa solului (în general sub 100—110 cm), se produce umezirea excesivă a stratului activ al solului în defavoarea volumului ocupat de aer

şi a schimbului normal de gaze (fig. XX.16, *b*). În acest caz, pentru a asigura condiţii favorabile de dezvoltare a plantelor cultivate, trebuie să se recurgă la diverse intervenţii tehnice în vederea coborîrii nivelului freatic.

Adîncimea la care trebuie coborît nivelul apei freatice în cursul perioadei de vegetaţie pentru ca plantele să se dezvolte normal se numeşte *adîncime de drenaj*. Ea exprimă

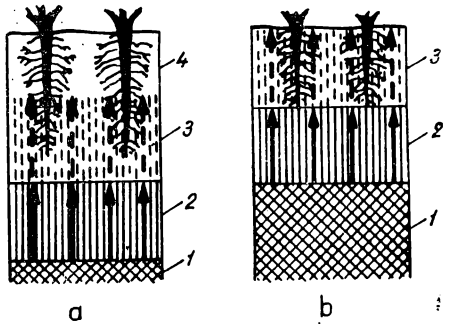



Fig. XX.16. Alimentarea cu apă freatică a stratului activ al solului:

*1* — apă freatică; *2* — zona capilarelor închise; *3* — zona capilarelor deschise; *4* — strat cu umiditate variabilă.

exigenţa plantelor faţă de regimul aerohidric al solului şi variază în raport cu felul culturii, cu faza de vegetaţie şi cu caracterul climatului.

Adîncimea de drenaj poate fi mai mică pentru plantele cu înrădăcinare superficială, cu consum mare de apă şi puţin pretenţioase la regimul aerohidric şi termic al solului. De asemenea, ea poate fi mai mică la începutul perioadei de vegetaţie şi mai mare pe măsura dezvoltării în adîncime a sistemului radicular. Întrucît în asolament se succed plante cu cerinţe diferite faţă de adîncimea de drenaj, aceasta se stabileşte în funcţie de cultura cea mai pretenţioasă şi ţinînd seama de fazele de dezvoltare vegetativă din perioadele cînd se produce excesul de umiditate.

Adîncimea de pătrundere a rădăcinilor principalelor plante cultivate, în solurile lutoase, după Roe şi Ayres, are următoarele valori (*a* este adîncimea stratului cu cele mai multe rădăcini, iar *b* — adîncimea maximă a rădăcinii principale):

| Planta | *a*, cm | *b*, cm | Planta | *a*, cm | *b*, cm |
|---|---|---|---|---|---|
| Grîu | 31 | 122—152 | Lucernă | 92 | 183—274 |
| Porumb | 46—92 | 152—183 | Cartofi | 25—31 | 102 |
| Floarea soarelui | 31 | 275 | Tomate | 61 | 122 |
| Sfeclă de zahăr | 31—122 | 152—183 | Ierburi | 38—56 | 92—214 |

Adîncimea de drenaj variază, de asemenea, de la un sol la altul în raport cu înălțimea și viteza ascensiunii capilare a apei din pînza freatică, deci în funcție de textura solului. Înălțimea ascensiunii capilare este mai mare în cazul particulelor elementare cu dimensiuni reduse decît la cele cu dimensiuni mari: 0,10—0,50 m la nisipuri; 0,50 —2,00 m la nisip cu praf și 2,00—5,00 m la loess remaniat și lut. În schimb, ascensiunea capilară este mai înceată la particulele cu dimensiuni reduse, atingînd viteza maximă la cele de praf grosier și nisip fin.

Adîncimea optimă a nivelului freatic, în funcție de textura solului, are următoarele valori (după Rolley):

| Textura solului | Culturi de cîmp, cm | Pajiști, cm |
|---|---|---|
| Sol argilos | 70—120 | 50—80 |
| Sol mediu | 60—100 | 40—60 |
| Sol nisipos | 60—80 | 30—50 |
| Sol turbos | 60—80 | 30—40 |

Pentru pomi fructiferi se admite adîncimea de 100—150 cm, iar pentru legume 40—60 cm.

Aceste valori sînt cu mult mai mici decît *adîncimea critică de salinizare* (adîncimea limită a nivelului freatic de la care solul se poate saliniza pe întregul profil prin ridicarea apei încărcate cu săruri solubile). De aceea, în cazul apelor freatice puternic mineralizate, adîncimea de drenaj este funcție de adîncimea critică de salinizare.

După înlăturarea excesului de umiditate, terenul suferă o tasare, de care se ține seama la stabilirea adîncimii de drenaj. Cu caracter orientativ se menționează ca valori ale tasării ulterioare: 10—15 cm în terenurile nisipoase sau foarte compacte; 20—30 cm în terenurile argiloase comune și 30—45 cm în terenurile ușoare înfoiate.

Cea mai eficientă și larg răspîndită metodă de regularizare a adîncimii nivelului freatic o constituie drenajul. Influența drenajului asupra dezvoltării sistemului radicular, deci a plantelor, este arătată schematic în fig. XX.17.

Într-un sens mai larg, prin drenaj se înțelege operația de desecare a solului prin scurgere subterană, atît pentru coborîrea nivelului freatic prea ridicat, cît și pentru înlăturarea, în zona umedă, a excesului de apă meteorică din orizonturile superficiale și de la suprafața solului.

4.1.2. **Determinarea suprafeței de depresiune și a debitului de drenaj.** Elementele de regularizare a nivelului freatic, *drenurile absorbante*, captează apa în exces, care pătrunde prin rosturile dintre tuburi în cazul drenurilor ceramice, ori pe întregul perimetru udat în cazul canalelor deschise, cu o viteză mult sporită comparativ cu viteza de filtrație a apei în solul saturat. Ca urmare, în jurul elementelor de regularizare se produce o coborîre progresivă a nivelului freatic, ce se transmite de o parte și alta a acestora sub forma unei suprafețe de depresiune (fig. XX.18), apa subterană deplasîndu-se către drenuri potrivit legilor mișcării de infiltrație prin medii poroase.

În solurile saturate, mișcarea apei se face după legea lui Darcy, potrivit căreia viteza de infiltrație este proporțională cu gradientul hidraulic și cu coeficientul de infiltrație;

$$v = K\,I, \qquad \text{(XX.17)}$$

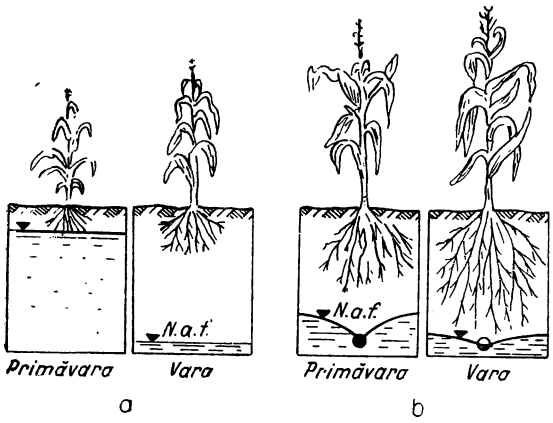



**Fig. XX.17. Influența regularizării nivelului freatic prin drenaj asupra dezvoltării plantelor:**
*a* — sol nedrenat; *b* — sol drenat.

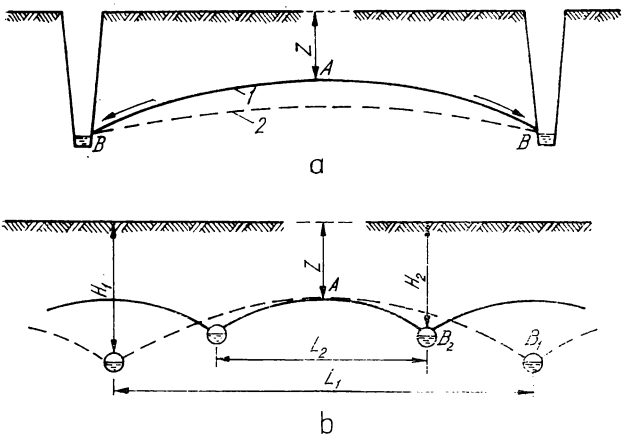



**Fig. XX.18. Coborîrea nivelului apei freatice prin drenaj:**
*a* — în terenuri cu texturi diferite: *b* — cu drenuri situate la distanțe și adîncimi diferite; *1* — textură argiloasă; *2* — textură nisipoasă.

în care : $v$ este viteza aparentă de infiltrație (cm/s), egală cu raportul între debitul ce trece în unitatea de timp printr-o secțiune dreaptă și aria secțiunii totale (goluri și plinuri);

$I$ — gradientul hidraulic, respectiv pierderea de sarcină pe unitatea de lungime;

$K$ — constantă de proporționalitate, *denumită coeficient de infiltrație* sau *conductibilitate hidraulică*, care caracterizează permeabilitatea pentru apă a solului respectiv. Are dimensiunile vitezei și se măsoară obișnuit în cm/s (uneori în m/s sau m/24 h). Valorile orientative ale coeficientului de infiltrație pentru diferite roci și pămînturi, la temperatura apei de 10°C, sînt date în tabelul XX.6.

*Tabela XX.6*

**Coeficientul de infiltrație $K$ pentru diferite roci și pămînturi**

| Roca sau pămîntul | $K$, cm/s | Roca sau pămîntul | $K$, cm/s |
|---|---|---|---|
| Pietrișuri | $>1$ | Loess netulburat | $(0{,}50...1{,}00)\,10^{-3}$ |
| Nisip mare | 0,50—1,00 | Loess tulburat | $(0{,}70...1{,}00)\,10^{-6}$ |
| Nisip fin | 0,10—0,30 | Lut | $(0{,}10...1{,}00)\,10^{-4}$ |
| Nisip foarte fin | 0,01—0,02 | Argilă | $(0{,}02...2{,}00)\,10^{-7}$ |

Într-o secțiune normală pe elementele de regularizare, curba de depresiune are forma unei parabole cu punctul cel mai ridicat $A$ situat teoretic la mijlocul distanței dintre drenuri. Alura ei depinde de permeabilitatea terenului, fiind cu atît mai plată cu cît mediul este mai permeabil. Panta limită de echilibru a suprafeței de depresiune a apei are următoarele valori orientative :

- roci foarte permeabile 0,003—0,006;
- nisipuri de la grăunțos la mărunte 0,006—0,02;
- nisipuri, de la fine la argiloase 0,02—0,05;
- roci lutoase 0,05—0,10;
- roci argiloase 0,10—0,15;
- argile grele 0,15—0,20.

Punctul cel mai coborît $B$ al curbei de depresiune rămîne mai sus decît nivelul apei din dren cu o înălțime $a$, a cărei valoare variază cu textura solului și anume de la 3—5 cm în solurile ușoare, la 10—12 cm în cele grele.

Dacă stratul impermeabil este situat foarte aproape de baza drenului, în cazul alimentării locale (din precipitațiile căzute pe suprafața de desecat) a apei freatice, suprafața de depresiune se poate determina cu ecuația :

$$H^2 - y^2 = \frac{p}{k}(l - x)^2, \qquad \text{(XX.18)}$$

în care $k$ este coeficientul de infiltrație, $p$-stratul mijlociu de apă care se infiltrează în unitatea de timp, iar celelalte notații au semnificația din fig. XX.19.

Scurgerea subterană în regim permanent poate fi descompusă, în vederea calculelor hidraulice, în trei componente: scurgere verticală, orizontală și radială (datorită convergenței liniilor de scurgere atunci cînd se apropie de dren). Rezistențele verticale fiind în general foarte slabe, la amplasarea drenurilor sînt determinante rezistențele

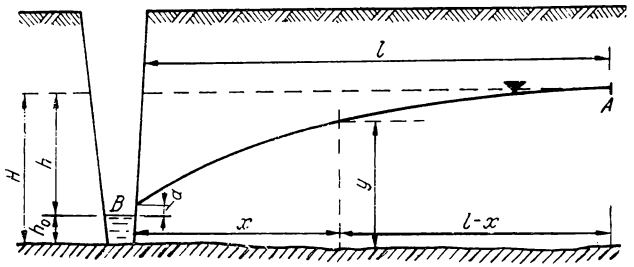



Fig. XX.19. Suprafața de depresiune în terenuri omogene.

orizontale și radiale. În practică se întîlnesc 3 cazuri, în funcție de poziția drenurilor față de stratul impermeabil:

— cînd stratul impermeabil este situat la adîncime (mai mult de 1/4 din distanța dintre drenuri), rezistența radială predomină în așa măsură că rezistența orizontală este neglijabilă;

— cînd drenurile sînt situate pe stratul impermeabil sau puțin deasupra, predomină rezistența orizontală iar cea radială este neglijabilă;

— cînd adîncimea stratului impermeabil sub dren este mai mică de 1/4 din distanța între drenuri, trebuie luate în considerare atît rezistențele orizontale, cît și cele verticale.

În cazul alimentării exterioare a apei freatice, debitul de apă captat pe unitatea de lungime a drenului (dintr-o singură parte) este:

$$q = \frac{K\,(H^2 - h_0^2)}{2\,l}. \qquad \text{(XX.19)}$$

Debitul specific de drenaj se determină mai exact prin lucrări experimentale și pompări de durată. Valorile medii ale debitului specific de drenaj, în cazul alimentării locale

a apei freactice, variază pentru zonele umedă şi subumedă din ţara noastră aproximativ între următoarele limite :

— soluri argiloase grele 0,40 — 0,50 l/s.ha ;
— soluri cu textură medie 0,50 — 0,70 l/s.ha ;
— soluri cu textură uşoară 0,70 — 1,00 l/s.ha.

## 4.2. AMPLASAREA ŞI DIMENSIONAREA REŢELEI DE DRENAJ

4.2.1. **Drenajul orizontal. Tipuri constructive.** Drenajul terenurilor cultivate se realizează, în mod obişnuit, cu ajutorul drenurilor orizontale (drenaj orizontal), mai rar prin puţuri de drenaj (drenaj vertical). Drenajul orizontal foloseşte lucrări care se pot grupa în următoarele tipuri constructive :

— canale (şanţuri) deschise ;

— şanţuri acoperite, avînd cavitatea umplută cu material filtrant de proveniență locală ;

— galerii mulate în pămînt (drenuri cîrtiţă, crotovine) ;

— drenuri tubulare, îngropate.

Reţeaua de drenaj deschisă poate evacua într-un timp scurt un volum provenit atît din afluxul subteran cît şi din scurgerile superficiale, chiar şi în situaţia terenurilor cu pantă redusă. Prezintă însă o serie de inconveniente faţă de drenajul acoperit, cum sînt : influenţa favorabilă asupra proprietăţilor fizice ale solului este inferioară drenajului cu tuburi ; implică pierderi mari de teren şi constituie un obstacol pentru mecanizarea muncilor agricole mărind cheltuielile de exploatare ; întreţinerea reţelei de canale este grea şi costisitoare. De aceea, reţeaua deschisă se adoptă numai în situaţii speciale, pentru zvîntarea pămînturilor recuperate de sub ape, pentru drenarea pajiştilor naturale şi a suprafeţelor împădurite sau ca măsură provizorie în cazul terenurilor arabile. Se recomandă ca, în prima etapă, reţeaua de regularizare deschisă să se execute mai rară, de exemplu, din două în două canale, urmînd ca în funcţie de rezultatele ob ţinute să se îndesească eventual ulterior.

Drenurile cu cavitatea umplută cu material filtrant sînt de diverse tipuri, în funcţie de situaţiile specifice şi de existenţa unor materiale filtrante locale. Drenurile din piatră (fig. XX.20, *a*, *b*,) utilizate în special la drenarea izvoarelor, sînt rezistente, puţin supuse împotmolirii şi neinfluenţate de îngheţ, însă au greutate proprie mare. Drenurile din lemn, utilizate de obicei pe solurile turboase şi în pămînturile instabile deoarece nu se deteriorează grav prin tasare sau deformarea secţiunii, se confecţionează din fascine (fig. XX.20, c, *d*), din prăjini de lemn (fig. XX.20, *e*) ori din scînduri (fig. XX.20,*f*) În toate cazurile este indicat ca materialul filtrant să fie acoperit cu brazde aşezate cu faţa în jos sau cu muşchi, paie etc. peste care se aşază pămîntul de umplutură.

Drenajul-cîrtiţă constă din galerii subterane cu pereţii necăptuşiţi, însă întăriţi prin presare, ce se execută direct prin mulare cu ajutorul unui dispozitiv special denumit plug de drenaj-cîrtiţă (fig. XX.21). Drenajele-cîrtiţă prezintă o serie de avantaje, în primul rînd un cost mult mai redus şi rapiditate în execuţie ; tăieturile verticale ce rezultă, avînd lăţimea de 2-3 cm, chiar dacă se astupă în stratul arabil, se menţin în stratul subarabil, asigurînd aerarea solului şi infiltrarea rapidă a excesului de apă din precipitaţii.

Galeriile-cîrtiţă rezistă mai bine în terenurile minerale argilo-nisipoase, luto-argiloase şi luto-nisipoase humoase înţelenite, cu structură omogenă şi fără interca-

laţii de nisip, pietre etc. În solurile pulverulente şi nestabile, galeriile se surpă foarte repede şi se astupă. Chiar şi în solurile rezistente, pentru a evita acest neajuns, umplerea cu apă a galeriilor nu trebuie să depăşească 1/3 din diametru, iar panta lor să fie cel puţin

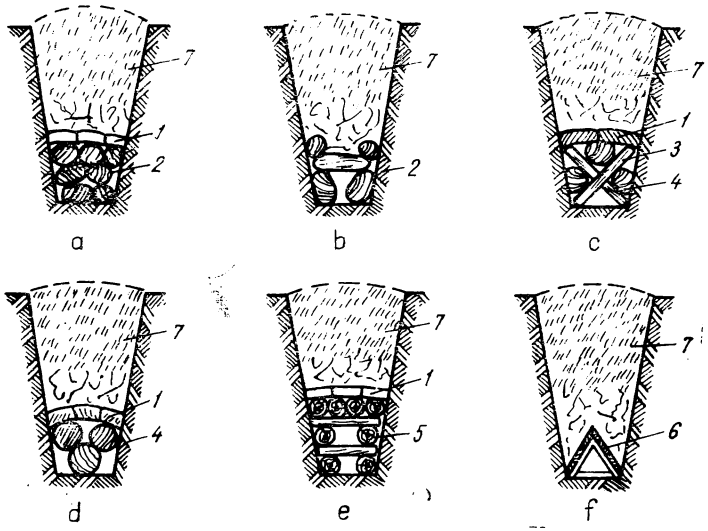



Fig. XX.20. Drenuri cu cavitatea umplută cu material filtrant:
*1* – brazde de iarbă; *2* – piatră; *3* – pari de lemn; *4* – fascine; *5* – prăjini de lemn; *6* – scînduri; *7* – umplutură de pămînt.

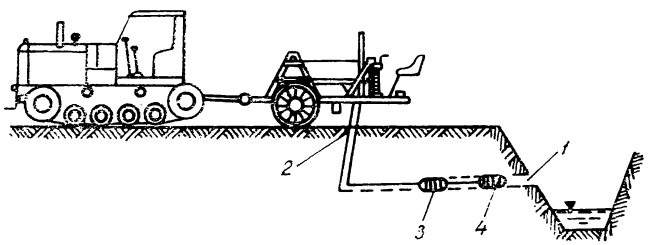



Fig. XX.21. Plug de drenaj - cîrtiţă:
*1* – galerie-cîrtiţă; *2* – cuţit vertical reglabil; *3, 4* – drenor urmat de dilatator.

0,005. Adîncimea galeriilor se ia de 0,6—0,80 m în terenurile minerale (mai mare în solurile uşoare) şi de cel puţin 0,80 m în mlaştinile cu turbă, iar diametrul galeriilor de 6—10 cm în solurile minerale (mai mare în cele uşoare) şi de 15—20 cm în turbă.

Distanța între galerii, pentru o adîncime de 0,60—0,70 m, se alege de 2—10 m în solurile minerale și de 5—20 m în solurile cu turbă, în funcție de permeabilitatea solului și adîncimea de amplasare a galeriilor. Lungimea galeriilor este, în mod obișnuit, de cca 100 m, putînd ajunge la 150—170 m la pante mai mari de 0,005.

Drenajul-cîrtiță poate constitui atît o măsură hidroameliorativă de desecare cît și o componentă a complexului de măsuri agroameliorative pe terenurile grele cu umiditate în exces.

*Crotovinarea* constă din executarea de galerii cu diametru mic (4—6 cm) și foarte apropiate între ele (circa 1 m), la adîncimea de 35—50 cm, orientate după linia de cea mai mare pantă. Se execută fie concomitent cu arătura, prin fixarea dispozitivului de crotovinare pe trupița plugului, fie independent de arătură..

Apa colectată de drenurile-cîrtiță și de crotovine este descărcată fie în drenuri tubulare, fie în șanțuri deschise.

*Drenurile tubulare* au cea mai largă utilizare datorită capacității relativ mare de transport, duratei îndelungate de funcționare, posibilității de întreținere și control. Se utilizează fie tuburi din ceramică sau beton, fie tuburi din mase plastice.

Drenuri din tuburi ceramice (fig. XX.22) se confecționează cu diametrul interior de 5—30 cm și lungimea de 33 cm (*D* pînă la 15 cm) sau 60 cm (*D* peste 15 cm). Se așează strîns lipite unul de altul, astfel ca rosturile la îmbinări să nu depășească 0,50—1,00 mm. La schimbările de diametru se utilizează drenuri cu mufă.

Tuburile de beton au caracteristici asemănătoare celor ceramice, însă sînt atacate de acizii humici, sulfați, cloruri, acid carbonic ceea ce le reduce apreciabil durata de funcționare în anumite terenuri.

În general, tuburile ceramice și de beton se utilizează în terenuri minerale, stabile. Principalul lor inconvenient îl constituie astuparea drenurilor, care se poate produce fie datorită sedimentelor de nisip fin și argilă, ori depozitelor feruginoase sau calcaroase, fie prin pătrunderea rădăcinilor pe la îmbinarea drenurilor. Depunerile au loc în special la solurile pulverulente, mai frecvent în tuburile cu diametru mic, localizîndu-se cu precădere la reducerile pronunțate de pantă și la racordarea cu colectorii. Rădăcinile plantelor sînt atrase, în timpul perioadelor de uscăciune, de umezeala din dren, putînd intra pe la îmbinarea tuburilor. Pentru a le feri de înfundare, drenurile trebuie situate sub adîncimea stratului în care se dezvoltă masa principală a rădăcinilor, respectiv la 110—120 cm în cazul culturilor de cîmp și la 100—110 cm în cazul ierburilor și legumelor. Pentru același motiv, drenurile tubulare se amplasează la distanța de cca 20 m de plantațiile de arbori.

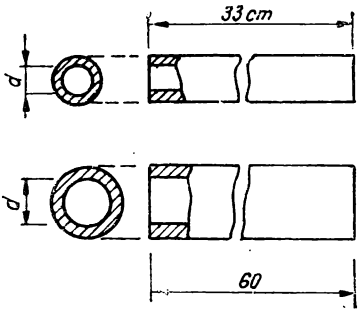


Fig. XX. 22. Drenuri din tuburi ceramice.

Drenurile din tuburi de P.V.C. perforate se fabrică cu grosimea peretelui de 0,50—1,00 mm, de diverse tipuri:

— tuburi netede cu lungimea de 6 m, în mod obișnuit, ce se îmbină cu mufă, avînd pereții prevăzuți cu fante longitudinale (lungime 20—25 mm), lărgime 0,40—0,60 mm cu o suprafață totală de 8—10 cm²/m), (fig. XX.23, *a*);

— tuburi din bandă calandrată pe măsura pozării, avînd pereții prevăzuți cu găurele (fig. XX.23, *b*) și lungimea egală cu a șirului de drenuri;

— tuburi ondulate ce se îmbină cu manșon (fig. XX.23, *c*).

Pentru protejarea drenurilor împotriva înfundării, tuburile se acopăr cu un strat filtrant din turbă, pietriș, paie etc. În ultimul timp se folosesc benzi de pîslă sau vată de sticlă special confecționate.

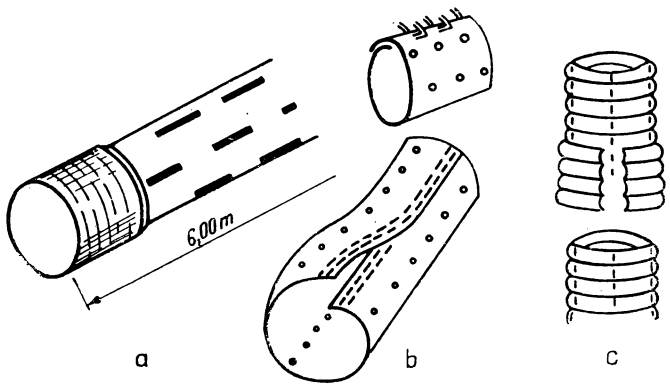



Fig. XX.23. Drenuri din mase plastice.

Durata de funcționare a diferiteor tipuri de drenaj orizontal acoperit este, în medie, următoarea:

| | |
|---|---|
| — drenuri de ceramică, beton, plastic | 35—50 ani; |
| — drenuri de piatră | 20—30 ani; |
| — drenuri din fascine și prăjini | 10—20 ani; |
| — drenuri — cîrtiță | 2—5 ani. |

4.2.2. **Stabilirea adîncimii și distanței între drenurile de regularizare.** Coborîrea nivelului freatic la adîncimea de drenaj necesară se realizează acționînd atît asupra adîncimii de amplasare a drenurilor, cît și asupra distanței dintre ele. Coborîrea nivelului freatic pentru un anumit tip de sol, este cu atît mai accentuată cu cît drenurile sînt mai adînci și distanța dintre ele mai mică, iar pentru soluri diferite cu cît coeficientul de filtrație este mai mare.

*Adîncimea drenurilor* nu poate depăși însă anumite limite tehnico-economice. Limita superioară este dictată de adîncimea stratului în care se dezvoltă masa principală a rădăcinilor (frecvent 1,00—1,20 m), ca și de adîncimea de îngheț (obișnuit 0,80—1,00 m), iar limita inferioară de adîncimea stratului impermeabil sau a stratului nestabil, pe care nu o poate depăși, cît și de dificultățile de a săpa și poza drenurile la adîncimi mari. Pentru solurile lutoase, adîncimea optimă de amplasare a drenurilor are următoarele valori medii, după Roe și Ayres:

| | |
|---|---|
| — cereale păioase, tomate, castraveți | 107—122 cm; |
| — porumb, sfeclă de zahăr, floarea soarelui, varză | 107—152 cm; |
| — lucernă trifoi | 152 cm; |
| — ierburi, graminee, fasole, mazăre, cartof | 76—107 cm. |

Adîncimile mici se adoptă în cazul solurilor cu coeficient de infiltraţie mare şi invers. În general se preferă adoptarea drenajului adînc, întrucît are o acţiune mai activă decît drenajul superficial.

Eficacitatea drenajului depinde, în mare măsură, de alegerea unui raport corespunzător între adîncimea $H$ şi distanţa $L$ de amplasare a drenurilor. În alegerea acestui raport se ţine seama că o distanţă mare între drenuri reclamă o investiţie mai mică, însă determină o lungime mare a drumului de infiltraţie, deci o coborîre înceată a nivelului freatic şi un exces de apă îndelungat.

Calculul distanţei între drenurile absorbante se face în două ipoteze: regim permanent şi regim variabil al scurgerii subterane.

Ipoteza regimului permanent se ia în considerare în zonele umede, cu ploi frecvente pe o perioadă lungă de timp, intervalele dintre două ploi consecutive fiind atît de scurte încît să nu se producă o svîntare a stratului activ al solului. Formulele de calcul uzuale evidenţiază următoarele:

— diametrul drenului are o influenţă foarte redusă asupra debitului şi formei curbei de depresiune;

— debitul unitar al unei linii de drenuri este funcţie de distanţa verticală a suprafeţei apei deasupra drenurilor;

— distanţa dintre drenuri este proporţională cu $\left(\frac{K}{q}\right)^m$, unde $K$ este coeficientul de infiltraţie, $q$ debitul specific de drenaj, iar $m$ un exponent cu valori curpinse între 0,50 şi 1,00. ($m = 0{,}50$ cînd distanţa între planul drenurilor şi stratul impermeabil este mai mică de 1/4 din distanţa între drenuri, crescînd pînă la $m=1$ cînd această distanţă este mai mare).

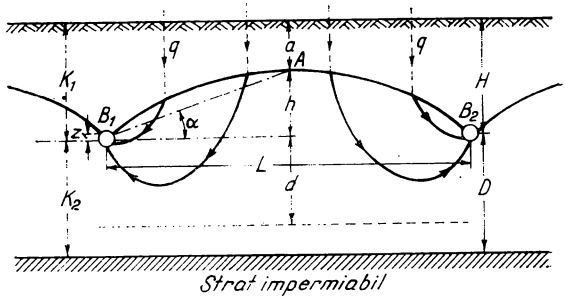



Fig. XX.24. Reprezentarea schematică a drenajului cu drenuri orizontale (formula lui Hooghoudt).

Dintre formulele mai larg utilizate se menţionează formula SB. Hooghoudt, care pentru cazul (fig. XX.24) are forma:

$$L^2 = \frac{8\,K_2\,d\,h}{q} + \frac{4\,K_1\,h^2}{q}, \qquad \text{(XX.20)}$$

în care: $L$ este distanţa între axele drenurilor, în m; $q$ – debitul specific al drenurilor sau coeficientul de drenaj, în m/zi (ceea ce este acelaşi lucru cu $m^3/m^2$, de suprafaţă drenată pe zi); $K_2$ – conductibilitatea hidraulică a stratului de sol de sub drenuri, în m/zi; $K_1$ – conductibilitatea hidraulică a stratului de sol de deasupra drenurilor, în m/zi; $h$ – înălţimea maximă a nivelului freatic deasupra nivelului drenurilor (înălţimea în jumătatea distanţei între şirurile de drenuri), în m; $d$ – grosimea *stratului echivalent*, în m, este o

mărime în funcție de distanța dintre drenuri $L$, de adîncimea stratului, impermeabil sub drenuri $D$ și de raza exterioară a drenurilor $r_0$; mărimea $d$ a fost introdusă în formulă pentru a se ține seama de curgerea radială în vecinătatea drenurilor.

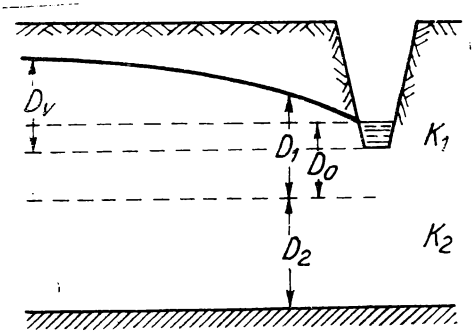



Fig. XX.25. Reprezentarea schematică a drenajului orizontal formula (Ernst).

Valoarea mărimii $d$, pentru razele uzuale ale drenurilor absorbante, sînt următoarele:

| $D$ \ $L$ | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 75 | 100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $r_0 = 0{,}04$ m | | | | | |
| 0,5 | 0,39 | 0,44 | 0,47 | 0,48 | 0,48 | 0,49 | 0,49 | 0,49 |
| 1 | 0,52 | 0,68 | 0,87 | 0,89 | 0,91 | 0,94 | 0,94 | 0,96 |
| 2 | — | 0,87 | 0,21 | 1,40 | 1,51 | 1,59 | 1,76 | 1,77 |
| 4 | — | — | 1,49 | 1,90 | 2,19 | 2,41 | 2,78 | 3,01 |
| 10 | — | — | — | — | 2,72 | 3,18 | 4,13 | 4,85 |
| ∞ | 0,53 | 0,90 | 1,55 | 2,15 | 2,73 | 3,28 | 4,61 | 5,88 |
| | | | $r_0 = 0{,}05$ m | | | | | |
| 1 | 0,54 | 0,71 | 0,83 | 0,88 | 0,91 | 0,92 | 0,95 | 0,96 |
| 2 | — | 0,91 | 1,25 | 1,43 | 1,55 | 1,62 | 1,73 | 1,79 |
| 4 | — | — | 1,56 | 1,96 | 2,26 | 2,48 | 2,84 | 3,06 |
| ∞ | 0,57 | 0,95 | 1,62 | 2,24 | 2,84 | 3,41 | 4,78 | 6,08 |

$D$ este adîncimea la care se găsește stratul impermeabil sub nivelul drenurilor; $L$ — distanța între șirurile de drenuri; $r_0$ — raza exterioară a drenului. Formula este bazată pe prezența a două straturi cu permeabilități diferite $K_2$ și $K_1$, drenurile fiind plasate la contactul celor două straturi. Pentru un sol omogen, $K_2 = K_1$. Formula poate fi folosită și atunci cînd drenurile sînt situate sub planul de contact al celor două straturi, însă este inutilizabilă atunci cînd drenurile sînt situate deasupra planului de contact, situație cînd se folosește formula Ernst (21).

Calculul distanței între drenuri cu ajutorul formulei lui Hooghoudt are următoarea desfășurare:

— se stabilesc condițiile de drenare necesare (care determină în esență eficacitatea drenajului) și anume: adîncimea minimă admisibilă a nivelului freatic $a$, potrivit cerințelor agricole și debitul specific de drenaj $q$ în funcție de mărimea stratului mijlociu de apă care se infiltrează în unitatea de timp;

— se stabilește adîncimea de amplasare a drenurilor $H$, pe baza criteriilor tehnico-economice;

— se calculează înălțimea maximă a nivelului freatic deasupra nivelului drenurilor $h$ cu ajutorul valorilor $H$ și $a$;

$$h = H - a; \qquad \text{(XX.21)}$$

— coeficienții de conductibilitate hidraulică ($K_2$ și $K_1$) se determină prin studii de teren, cu metoda găurilor de sondaj;

— grosimea stratului echivalent $d$ se determină din tabel, admițînd pentru distanța dintre drenuri $L$ o valoare arbitrară:

— calculul distanței între drenuri $L$ se face cu relația (XX.20) pe baza elementelor determinate ca mai înainte prin încercări succesive : dacă rezultatul se îndepărtează sensibil de valoarea admisă pentru $L$ la determinarea mărimii $d$, se reia calculul determinînd o nouă valoare pentru $d$ pe baza unei mai bune aprecieri a mărimii $L$ ș.a.m.d. pînă cînd rezultatul ce se obține cu relația (XX.20) este suficient de apropiat de valoarea apreciată pentru $L$ la determinarea mărimii $d$.

Cînd drenurile se amplasează deasupra planului de contact dintre cele două straturi cu permeabilități diferite $K_2$ și $K_1$ se utilizează, pentru calculul distanței între drenuri, relația lui Ernst :

$$h = q\,\frac{Dv}{k_1} + \frac{q\,L^2}{8\,(K_1D_1 + K_1D_2)} + \frac{q\,L}{\pi\,K_1}\,\ln\frac{a\,D_0}{u}, \qquad \text{(XX.22)}$$

în care (fig. xx.25) : $D_1$ este grosimea medie a stratului de permeabilitate $K_1$ pentru componenta curgerii orizontale, în m ; $D_2$ — grosimea celui de al doilea strat pentru componenta orizontală a curgerii, în m ; $D_0$ — grosimea stratuului pentru componența curgerii radiale, în m ; $D_v$ — grosimea stratului pentru componenta curgerii verticale, în m ; $u$ — perimetrul muiat al drenului ($u = \pi r$), în m ; $\ln - \log_e \ldots = 2,3 \log_{10}$ ; $a$ — parametru fără dimensiuni ce caracterizează componenta curgerii radiale, a cărui mărime variază în funcție de valoarea raportului $D_2/D_0$ astfel :

| $\frac{D_2}{D_0}$ | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | 4,00 | 8,00 | 16.00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$ | 1,00 | 1,05 | 1,15 | 1,40 | 2,40 | 7,20 | 120,00 |

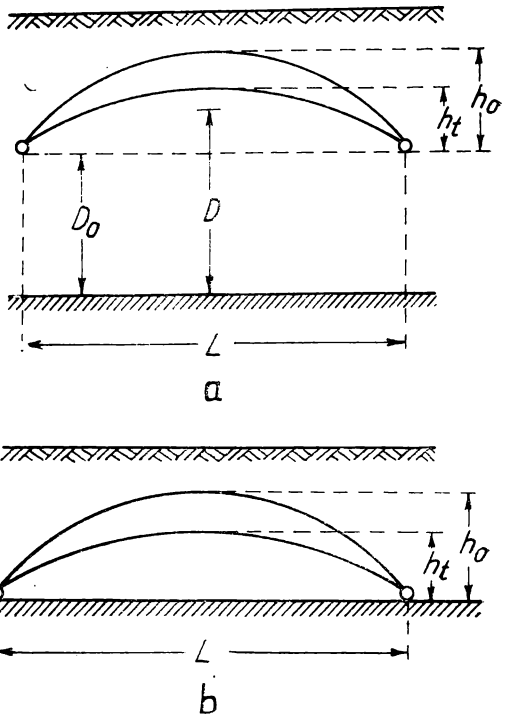



Fig. XX.26. Reprezentarea schematică a drenajului orizontal (formulele Glover-Dumm).

*Ipoteza regimului de curgere variabil (temporar)* se ia în considerație pentru regiunile unde ploile sînt distanțate la cel puțin 4—5 zile, în intervalele dintre ploi realizîndu-se o coborîre a nivelului freatic datorită nealimentării. Este cazul cel mai frecvent întîlnit în zona semiaridă își semiumedă.

Dintre formulele elaborate, se recomandă formulele Glover-Dumm; condițiile de drenare constau din coborîrea nivelului freatic în timp de $t$ zile (perioadă în care nu are loc nici o alimentare), de la nivelul $h_0$ la nivelul $h_t$ cerut de culturile agricole ceea ce echivalează cu îndepărtarea unei anumite cantități de apă în timpul $t$.

Se întîlnesc două cazuri:

a) Drenurile sînt situate deasupra stratului impermeabil (fig. XX.26 și XX.27), iar $D < 1/4\,L$:

$$L^2 = \frac{10\,K\,D\,t}{V \ln\left(1{,}16\,\frac{h_0}{h_t}\right)}. \qquad \text{(XX.23)}$$

în care: $t$ este timpul în zile; $h_0$ — înălțimea medie a nivelului freatic la începutul perioadei de drenaj, în m; $h$ — înălțimea medie a nivelului freatic la sfîrșitul perioadei de drenaj, în m; $K$ — conductibilitatea hidraulică, în m/zi; $j$ — coeficientul rezervorului, în zile; $V$ — fracțiunile volumului drenat cu prilejul scăderii nivelului de apă, în % din volumul porilor.

Pentru:

$$\frac{h_t}{h_0} < 0{,}8, \text{ atunci } h_t = h_0\,1{,}16\,e^{-\frac{t}{I}}; \qquad \text{(XX.24)}$$

$$I = \frac{VL^2}{10KD}, \quad V = \sqrt{K}; \qquad \text{(XX.25)}$$

$$D = D_0 + \frac{h_0 + h_t}{4}. \qquad \text{(XX.26)}$$

b) Drenurile sînt amplasate pe stratul impermeabil (fig. XX.27):

$$L^2 = \frac{4\,5t\,Kh_0h_t}{V(h_0 - h_t)}, \qquad \text{(XX.27)}$$

în care elementele au aceeași semnificație ca mai înainte.

Cu caracter orientativ, pentru solurile minerale, în cazul amplasării drenurilor absorbante la adîncimea medie de 1,00—1,20 m, distanța între șirurile de drenuri are următoarele valori, în funcție de textura solului:

| Textura solului | Conținutul în particule mai mici de 0,01 mm % | Distanța între șirurile de drenuri, în m | |
|---|---|---|---|
| | | Pe cîmpii | În lunci |
| Argilos | 50 | 12—14 | 16—20 |
| Argilo-nisipos | 25—50 | 15—19 | 21—30 |
| Nisipo-argilos | 10—20 | 20—24 | 31—40 |
| Nisipos | 10 | 25—36 | 41—50 |

Valorile se referă la soluri fără structură. Cînd solul are o structură glomerulară, distanța se poate mări cu 50—100%. De asemenea, la adîncimi de amplasare a drenurilor mai mici sau mai mari de 1,00—1,20 distanța se va micșora, respectiv se va mări corespunzător.

Se poate adopta o distanță mai mare între șirurile de drenuri cînd terenul are o înclinare pronunțată; viteza curentului freatic este mare, iar drenurile sînt orientate transversal pe curentul freatic. Efectul drenurilor crește odată cu adîncimea de amplasare, cu permeabilitatea solului și cu adîncimea de situare a stratului impermeabil.

Cu cît adîncimea de amplsare și distanța între drenuri au valori mai mari, cu atît desecarea terenului este mai neuniformă. La distanțe egale între șirurile de drenuri, pe solurile ușoare se realizează o repartiție mai uniformă a umidității pe lățimea fișei dintre șiruri, comparativ cu solurile grele.

Distanța între drenuri se stabilește ori de cîte ori este posibil, după date verificate în practică în condiții similare. În lipsa acestora, se poate recurge la determinări în tranșee (șanțuri) experimentale. În acest scop, se sapă o tranșee avînd orientarea și adîncimea de amplasare a drenurilor absorbante. De o parte și alta a tranșeei, se sapă gropi (latura 0,50 × 0,50 m), cu aceeași adîncime, situate la diferite distanțe. După o perioadă de ploi abundente, cînd terenul este saturat cu apă, se evacuează apa din tranșee prin pompare continuă și se fac observații asupra modului cum aceasta influențează asupra nivelului apei din gropile laterale. Se consideră că influența tranșeei încetează la distanța la care, în două gropi succesive nivelul se menține staționar s-au scade cu aceeași înălțime.

## 4.3. DRENAJ CU TUBURI

4.3.1. **Elementele componente şi scheme de amplasare.** Drenajul cu tuburi constă în esenţă dintr-o reţea sistematică de conducte subterane, combinată adeseori cu canale deschise, care cuprinde două categorii de elemente, dispuse unele în continuarea celorlalte : *drenuri absorbante* şi *colectori*. Drenurile absorbante sînt trasate, de regulă, în şiruri paralele echidistante care se descarcă în colectorii de ultimi ordin (în mod obişnuit, colectori terţiari). Ei conduc apa în colectori secundari, iar aceştia într-un colector principal ce se descarcă, printr-o *gură de evacuare*, în emisar sau în canalul principal de evacuare. Acest ansamblu, completat uneori cu un dren de centură pe latura din amonte ; constituie un *sistem de arenaj*.

Se deosebesc două dispoziţii generale ale reţelei de drenaj (fig. XX.27, *a*, *b*) : *drenaj regulat* (sau paralel), cînd drenurile absorbante sînt dispuse în şiruri paralele echidistante, folosit în majoritatea situaţiilor întîlnite şi *drenaj neregulat* utilizat în cazul zonelor depresionare izolate sau cu o formă specifică. În raport cu orientarea şirurilor de drenuri faţă de curbele de nivel, pot exista două cazuri principale de amplasare (fig. XX.27, *c*, *d*) : longitudială şi transversală. *Drenajul longitudinal* se utilizează în cazul unei pante reduse a terenului ($I = 0{,}004-0{,}005$). *Drenajul transversal*, interceptează mai bine curentul freatic şi evacuează mai rapid apele drenate, colectorii avînd panta maximă. Ca urmare, influenţa sa se simte la o distanţă mai mare, ceea ce permite mărirea distanţei între drenuri cu 20—25% faţă de amplasarea longitudinală.

Lungimea drenurilor absorbante nu depăşeşte, în condiţii obişnuite, 150 m pentru diametrul de 6 cm, excepţional ajungînd la 250 m. La pante mai mari de 0,01, aceste lungimi pot fi mărite cu 20—25%. În general, drenurile absorbante nu trebuie să depăşească crestele de separaţie a subbazinelor, fiecare subbazin soluţionîndu-se, de preferat, independent de celelalte.

După modul de descărcare a drenurilor absorbante, drenajul poate fi *indirect*, cînd drenurile se descarcă în colectori închişi, şi *direct*, cînd acestea se descarcă în canale deschise. Drenajul direct este indicat pe terenurile cu pantă foarte redusă ($I < 0{,}004$), unde capacitatea de transport a colectorilor închişi devine insuficientă (cazul fundurilor de bălţi, al polderelor recuperate de sub apele mării în Olanda etc.) Uneori sînt necesari colectori intermediari, fie pentru fragmentarea drenurilor absorbante, cînd acestea ajung la o lungime peste cea maximă admisă, fie atunci cînd drenurile absorbante nu pot fi racordate direct la colector, acesta avînd diametrul mai mare de 15 cm (fig. XX.27, *e*, *f*).

Colectorii secundari şi principali sînt trasaţi, de regulă, pe talveguri. Lungimea colectorilor închişi, indiferent de ordinul lor, nu trebuie să depăşească 1 000 m. Diametrul lor variază pe tronsoane, în funcţie de debitele afluente, inclusiv debitul de pe suprafaţa pe care o drenează colectorul însuşi, atunci cînd descărcarea drenurilor absorbante se face unilateral.

Racordarea drenurilor absorbante cu colectorii este indicat să se facă după un unghi de 30—60°, în mod excepţional ajungînd pînă la 90°. Dacă drenurile sînt orientate contra sensului de curgere al colectorului, se racordează cu acesta după o curbă.

În general trebuie evitată dispoziţia drenurilor absorbante *schelet de peşte*, care implică o lungime mai mare cu 10—15% a reţelei comparativ cu dispoziţia rectangulară (fig. XX.28, *a*). În cazul în care există un aflux subteran din exterior, se prevăd drenuri de centură orientate transversal pe direcţia curentului, care se descarcă fracţionat în colectorii apropiaţi (fig. XX.28, *b*). În cazul terenurilor cu permeabilitate variată, care implică distanţe diferite între drenurile absorbante, acestea pot fi dispuse ca în

fig. XX.28, *c*. Pentru depresiuni de mare întindere sau terenuri cu izvoare, se pot aplica schemele de amplasare din figura XX.28, *d*, *e*.

4.3.2. **Dimensionarea rețelei de drenaj.** În vederea dimensionării rețelei de drenuri, se stabilesc în prealabil următoarele elemente: adîncimea de drenaj optimă și nivelul maxim pe care nivelul freatic îl poate atinge și menține pe o durată admisibilă; lungimea șirului de drenuri absorbante și panta medie de-a lungul lui (în funcție de panta generală a terenului); distanța între șirurile de drenuri; cantitatea de apă maximă pe care

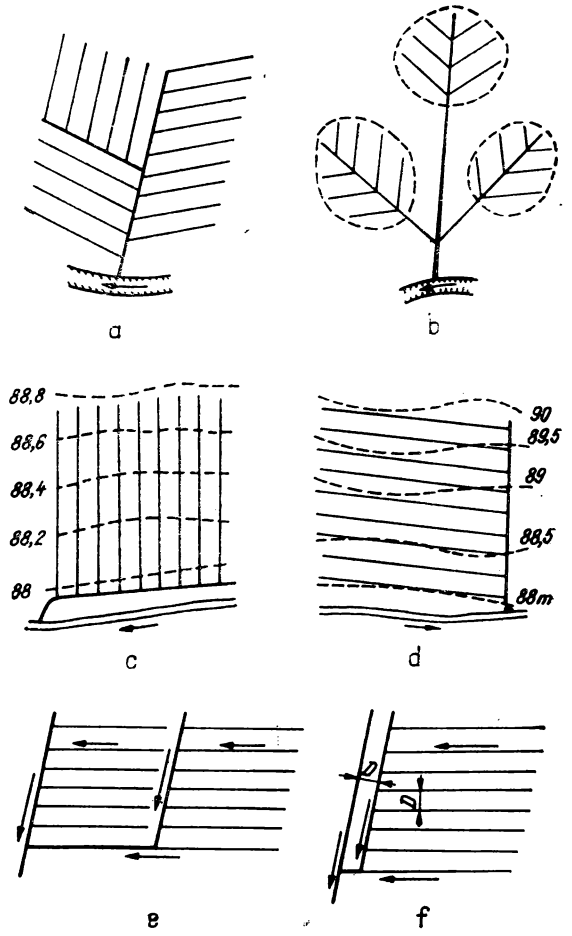



Fig. XX.27. Scheme generale de amplasare a rețelei de drenaj.

rețeaua trebuie s-o capteze și s-o evacueze, exprimată sub forma de strat de apă, în m/zi, sau de debit, în l/s.

În funcție de debitul de drenaj și de panta în lungul șirului de drenuri, se dimensionează secțiunea tuburilor pentru drenurile absorbante și pentru fiecare colector. În ge-

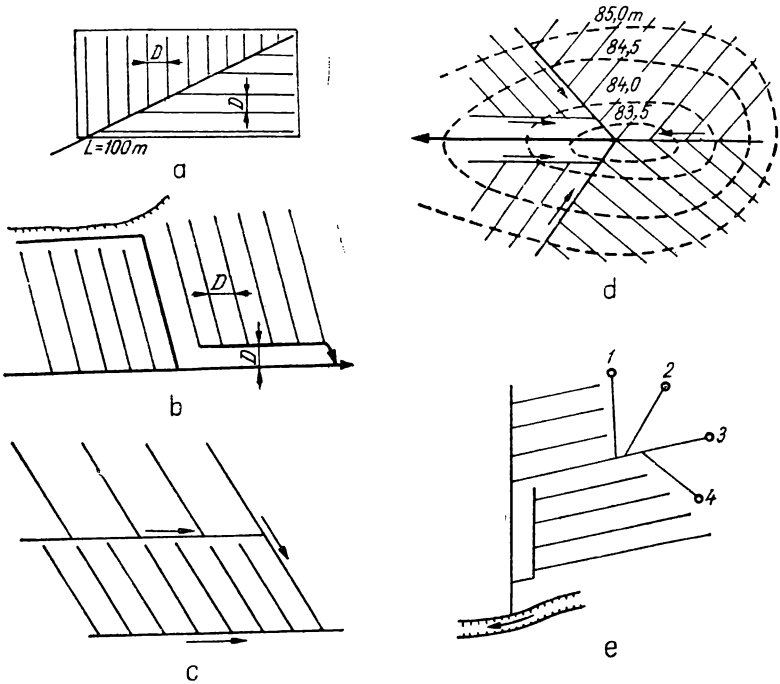



Fig. XX.28. Scheme speciale de amplasare a rețelei de drenaj; *1, 2, 3, 4* — izvoare.

neral, drenurile absorbante se proiectează cu secțiune uniformă pe toată lungimea (obișnuit de 4 sau 5 cm diametru), în timp ce pentru colectori dimensionarea se face pe tronsoane, diametrul tuburilor crescînd o dată cu debitul colectat.

Se urmărește ca viteza apei în dren să fie cuprinsă în limitele admisibile, pentru ca să nu aibă loc depuneri pe tuburi sau ca să nu se producă eroziuni la rosturi și anume: în solurile mijlocii, între 0,20 și 1,00 m/s; la solurile argiloase limitele pot fi extinse între 0,15 și 1,50 m/s, în timp ce la solurile nisipoase trebuie restrînse între 0,40 și 0,80 m/s. În funcție de vitezele admisibile, rezultă pentru drenurile din tuburi ceramice următoarele valori limită ale pantei, în cazul solurilor mijlocii:

Dacă panta terenului este mai mică decît cea limită, se poate realiza o pantă mai mare a drenului reducînd adîncimea lui la capătul din amonte, dar nu mai puțin de 0,80 m. În cazul terenurilor cu pante prea mari, pe traseul drenului se pot introduce căderi (ruperi de pantă).

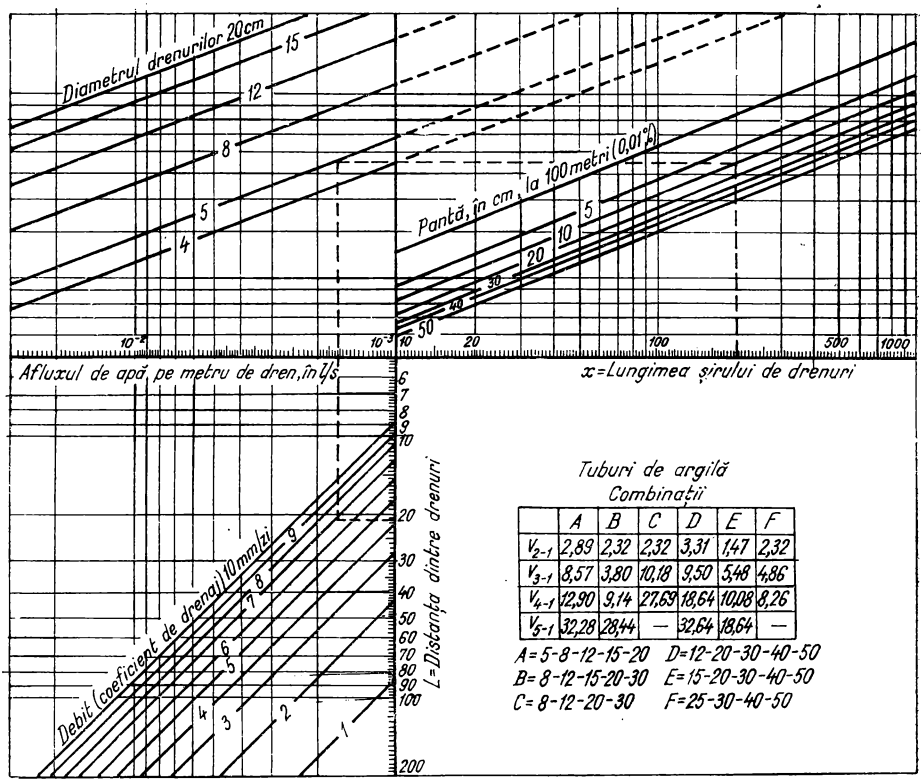
| $D$, cm | 5 | 6 | 8 | 10 | 16 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $I_{min}$ | 0,0023 | 0,0019 | 0,0013 | 0,0009 | 0,0005 | 0,0004 |
| $I_{max}$ | 0,0570 | 0,0450 | 0,0350 | 0,0240 | 0,0140 | 0,0100 |

Caracteristicile hidraulice ale drenurilor tubulare se pot calcula cu formula Manning Strickler :

$$Q = k\,\omega R^{2/3} J^{1/2}, \qquad \text{(XX.28)}$$

în care $\omega$ reprezintă secțiunea de scurgere, $R$ — raza hidraulică, $I$ — panta, iar $K$ — coeficientul cu valoarea 70 pentru tuburile de ceramică și 120 pentru tuburile din PVC.

În fig. XX.29 este dată o diagramă cu scară dublă logaritmică pentru dimensionarea rapidă a drenurilor absorbante și colectoarelor din ceramică. În diagramă se intră




| | A | B | C | D | E | F |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $V_{2-1}$ | 2,89 | 2,32 | 2,32 | 3,31 | 1,47 | 2,32 |
| $V_{3-1}$ | 8,57 | 3,80 | 10,18 | 9,50 | 5,48 | 4,86 |
| $V_{4-1}$ | 12,90 | 9,14 | 27,69 | 18,64 | 10,08 | 8,26 |
| $V_{5-1}$ | 32,28 | 28,44 | — | 32,64 | 18,64 | — |

Fig. XX.29. Diagrama pentru calculul drenurilor după Wesseling și Van der Molen.

cu lungimea şirului de drenuri absorbante pînă la panta considerată, pe de o parte, iar pe de altă parte cu distanţa între drenuri pînă la debitul de evacuare. Intersecţia celor două rezultate indică diametrul drenului. Dimensionarea colectoarelor se face adoptînd o combinaţie de 4—5 diametre ($A$ la $F$ în fig. XX.29) şi calculînd lungimea tronsoanelor succesive ($V_{2-1}$ la $V_{5-1}$) cu ajutorul rapoartelor înscrise în tabel ($x_n : x_1$, unde $x_1$ se determină din diagramă).

# 5. DESECĂRI SPECIALE

## 5.1. DESECĂRI VERTICALE

5.1.1. **Desecarea prin puţuri absorbante.** În condiţii litologice şi hidrogeologic speciale, eliminarea excesului de umiditate poate fi realizată în mod economic prin crearea unor sisteme de desecare verticale, cu puţuri absorbante ori cu puţuri colectoare, folosite fie independent, fie în combinaţie cu lucrările de desecare orizontale.

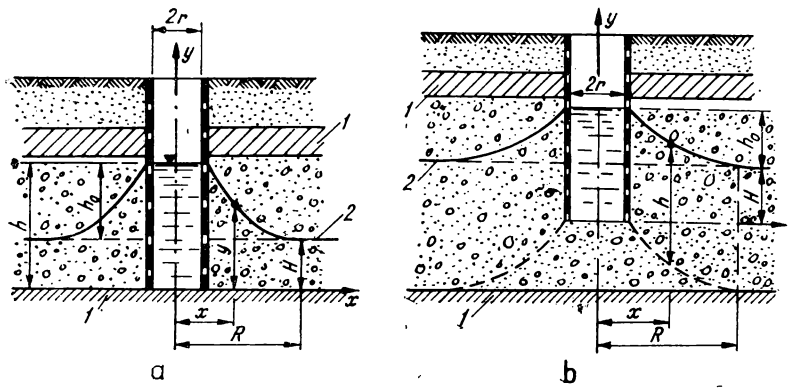



Fig. XX.30. Puţuri absorbante:
*a* — puţ perfect; *b* — puţ imperfect; *1* — strat impermeabil; *2* — nivelul apei freatice în stratul filtrant.

*Puţurile absorbante* se folosesc în situaţiile în care în sol, la mică adîncime, se află un strat permeabil nesaturat de nisip şi pietriş. Excesul de apă de la suprafaţă sau din sol este evacuat în acest strat cu capacitate mare de înmagazinare, prin intermediul puţurilor absorbante.

Metoda se foloseşte în deosebi în cazul evacuării excesului de apă din depresiuni izolate (crovuri), situate la distanţă mare de un emisar. Aplicarea ei este condiţionată de capacitatea mare de absorbţie a stratului permeabil, astfel încît să nu reclame o suprafaţă prea mare de infiltrare.

În funcţie de adîncimea de pătrundere a puţului în stratul acvifer se deosebesc *puţuri perfecte* (fig. XX.30, *a*) care se sprijină pe stratul impermeabil, infiltrarea avînd

loc numai de-a lungul pereților și *puțuri imperfecte* (fig. XX.30, *b*), care nu străbat întreg stratul acvifer, infiltrarea realizîndu-se atît prin pereți, cît și prin fundul puțului.

Folosind notațiile din fig. XX.30 (în care $h$, $h_0$, $H$, $r$ și $R$ sînt date în metri, iar coeficientul de infiltrație $K$, în m/s), debitul puțurilor va fi:

— *puțuri perfecte:*

$$q = \frac{\pi K (h^2 - H^2)}{\ln \frac{R}{r}} = \frac{\pi K h_0 (h_0 + 2H)}{\ln \frac{R}{r}} \text{ [m}^3\text{/s]}; \qquad \text{(XX.29)}$$

— *puțuri imperfecte:*

— *infiltrație prin pereți și fund*: $q = \dfrac{2\pi K h h_0}{\ln \frac{R}{r}}$ [m³/s]; (XX.30)

— *infiltrație numai prin fund*: $q = 2\pi K r (h - H)$ [m³/s]. (XX.31)

Debitul unui număr $\alpha$ de puțuri perfecte, situate la distanțele $x_1$, $x_2$... față de un centru comun, avînd razele de influență $R_1$, $R_2$... se determină cu relația:

$$\Sigma \alpha q = \frac{\pi K (h^2 - H^2)}{\ln \sqrt[\alpha]{\frac{R_1 R_2 \ldots R_n}{x_1 x_2 \ldots x_n}}} \text{ [m}^3\text{/s]}. \qquad \text{(XX.32)}$$

Raza de influență a unui puț se determină aproximativ cu relația:

$$R = C \sqrt{\frac{KT (h - H)}{n}} \text{ [m]}, \qquad \text{(XX.33)}$$

în care: $C$ este un coeficient cu valori cuprinse între 120 și 150;

$K$ — coeficientul de infiltrație, în m/h;

$n$ — porozitatea terenului;

$T$ — durata de funcționare a puțului, în h.

În funcție de grosimea și poziția tavanului impermeabil, puțurile absorbante pot fi realizate:

— cu tuburi de diametru 15—30 cm, în cazul în care stratul impermeabil are grosimi mari (2—4 m) și se află situat la adîncime (circa 5—8 m) față de nivelul terenului;

— prin puțuri forate cu diametrul de 40—60 cm ce străpung stratul impermeabil subțire și situat la mică adîncime (1,00—1,50 m) față de nivelul terenului; puțul nu se tubează, ci se umple cu material filtrant (fascine, prundiș). Un caz particular îl constituie așa numitul drenaj olandez, executat pe solurile ușoare, constînd din puțuri amplasate la 2—3 m distanță, adînci de 1,50—2,00 m., umplute cu material filtrant.

**5.1.2. Desecarea prin puțuri colectoare.** Puțurile colectoare (numite și puțuri prin pompare sau californiene) se folosesc atunci cînd excesul de umiditate este cauzat de apele freatice cu nivel ridicat, ce staționează într-un strat acvifer saturat. Prin pomparea

apei din puţuri, se realizează o scădere a nivelului freatic. Considerînd un puţ perfect, în care prin pompare apa este coborîtă şi menţinută la un nivel constant $h$ deasupra patului impermeabil (fig. XX.31), debitul poate fi obţinut cu relaţia:

$$q = \frac{\pi K (H^2 - h^2)}{\ln \frac{R}{r}} = \frac{2\pi K(H-h)}{\ln \frac{R}{r}} \cdot \frac{H+h}{2} \quad [\mathrm{m^3/s}], \qquad (XX.34)$$

în care notaţiile au aceeaşi semnificaţie ca mai înainte.

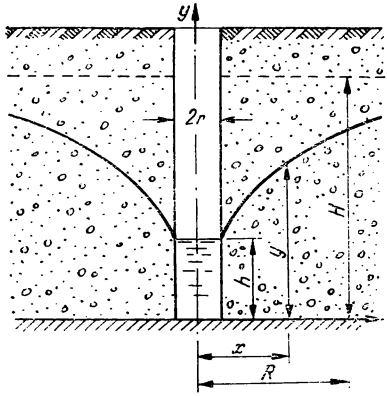



Fig. XX.31. Puţ colector.

Mărimea razei de influenţă $R$ poate fi determinată aproximativ cu relaţia Sonda:

$$\ln R = \frac{15 H\sqrt{K}}{2\left(1 \frac{S}{H}\right)} \quad [\mathrm{m}], \qquad (XX.35)$$

în care $S$ reprezintă denivelarea apei în puţ, în m, iar $K$ este dat în m/s.

Puţurile colectoare se realizează, de regulă, prin puţuri forate la adîncimea de 20—100 m şi diametrul de 15—75 cm, căptuşite cu tuburi de metal, beton, materiale plastice etc. ce se prevăd cu fante sau orificii a căror suprafaţă reprezintă 20—45% din suprafaţa activă a puţului. Zona orificiilor se protejează cu un strat filtrant.

## 5.2. DRENAJUL COMBINAT

**5.2.1. Drenajul încrucişat.** Este o combinaţie între drenajul orizontal cu tuburi din ceramică şi drenajul cîrtiţă, care dă posibilitatea realizării sistemului de drenaj cu o cheltuială iniţială relativ mică. Drenurile din tuburi ceramice se amplasează la adînci-

mea normală, însă la o distanță de 2—3 ori mai mare decît cea obișnuită. Drenurile cîrtiță se trasează încrucișat pe tuburi, la o adîncime mai mică (la 20—30 cm deasupra tuburilor).

5.2.2. **Drenajul mixt.** Se folosește în cazurile în care este posibil să se combine în mod rațional drenajul subteran orizontal cu cel vertical. Un caz particular îl constituie evacuarea apelor în exces de suprafață din depresiuni închise în rețeaua de drenaj subteran. Puțul de evacuare este prevăzut cu un spațiu de decantare, pentru a preveni colmatarea drenurilor, evacuarea apei făcîndu-se prin sifonare (fig. XX.32).

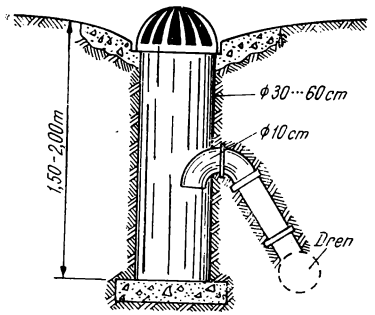



Fig. XX.32. Puț decantor pentru evacuarea apelor superficiale în rețeaua de drenaj.

5.2.3. **Sisteme de desecare cu funcțiune reversibilă.** Prin reversibilitatea unui sistem de desecare se înțelege posibilitatea folosirii acestuia la evacuarea excesului de apă, în perioadele ploioase, și la reținerea și redistribuirea apei în sol, în perioadele secetoase. Reținerea apei în rețeaua de canale sau drenuri, la un nivel ridicat, se realizează prin diverse dispozitive de închidere (străvilare, clapeți etc.). În unele situații se poate introduce în rețeaua de canale un debit suplimentar, dintr-o sursă exterioară.

Folosirea sistemelor de desecare pentru aprovizionarea cu apă a solului este posibilă în terenurile cu permeabilitate ridicată și numai atunci cînd acestea nu sînt predispuse la sărăturare secundară. Adeseori întreruperea periodică a funcțiunii principale, de desecare, poate conduce la înmlăștinarea terenului.

## 5.3. DRENAREA TERITORIULUI ORAȘELOR ȘI ȘANTIERELOR

Drenajul subteran are o largă utilizare și în afara perimetrelor agricole, pentru drenarea teritoriului orașelor, aeroporturilor, stadioanelor, șantierelor, căilor de comunicație sau a unor amenajări ori construcții izolate.

Adîncimea de drenaj se stabilește în raport cu caracteristicile terenului și cerințele obiectivelor respective. Astfel, pentru centrele populate mici se urmărește satisfacerea cerințelor de ordin sanitar și de sistematizare generală, o adîncime de drenaj pînă la 2,00 m fiind în general suficientă. Pentru orașe, șantiere de construcții, obiective industriale, etc. pe lîngă cerințele sanitare se impune și condiția ca nivelul apelor freatice să nu depășească cota fundațiilor construcțiilor și a rețelelor subterane, ținînd seama și de ascensiunea capilară. În asemenea situații, adîncimea de amplasare a drenurilor va fi :

$$H = z + h + \Sigma h + h_1, \qquad \text{(XX.36)}$$

în care : $z$ este adîncimea fundației sau rețelei subterane ;

$h$ — înălțimea punctului cel mai ridicat al suprafeței de depresiune deasupra planului drenurilor ;

$\Sigma h$ — mărimea tasării probabile ca urmare a drenării terenului ;

$h_1$ — înălțimea franjului capilar (în cazul cînd ascensiunea capilară are valori mari, conducînd la o adîncime apreciabilă a drenurilor, se poate renunța la acest factor, luîndu-se în schimb măsuri corespunzătoare de hidroizolație).

Se folosesc, după caz, sisteme de drenaj orizontal sau vertical, avînd unele caracteristici și mod de dispunere determinate de specificul obiectivului și de situația hidrogeologică :

— drenajul sistematic se adoptă în cazul centrelor populate și complexelor industriale, fiind constituit de la caz la caz dintr-o rețea regulată de drenuri orizontale sau verticale, ori combinată (fig. XX.33, *a*) ;

— drenajul frontal se adoptă în cazul afluxului subteran abundent dinspre versant sau cursul de apă învecinat și constă, de regulă, dintr-o rețea de puțuri verticale (fig. XX.33, *b*) ;

— drenajul inelar se folosește în cazul unor obiective izolate (fig. XX.33, *c*).

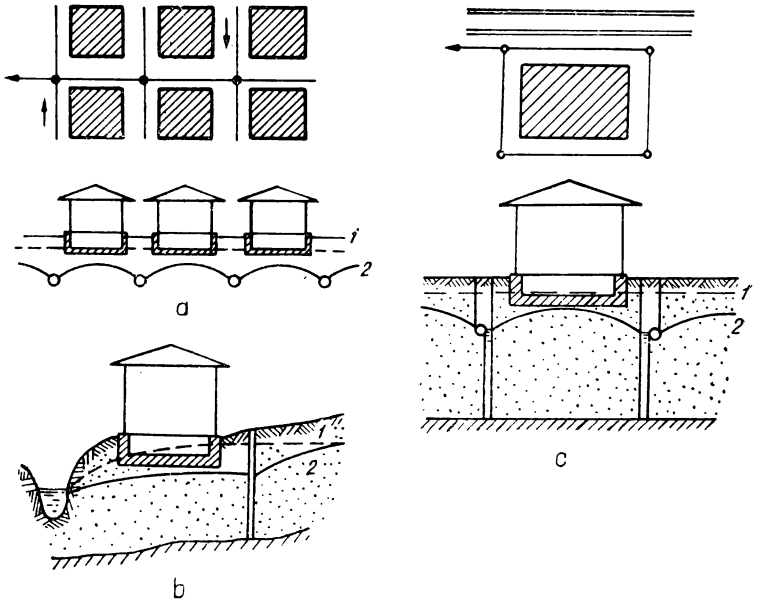



Fig. XX.33. Drenarea construcțiilor :
*1* — nivel freatic inițial ; *2* — nivel freatic coborît.

## 4.4. COLMATAREA TERENURILOR JOASE

Colmatarea este o metodă de desecare care constă în depunerea dirijată a materialului purtat în suspensie de un curent de apă, în vederea înălțării treptate a nivelului terenurilor joase, ori pentru fertilizarea unor terenuri neproductive de pietrișuri și nisipuri. Terenul supus colmatării se amenajează sub forma de mici bazine de sedi-

mentare, separate prin diguri, în care apa tulbure se decantează datorită micşorării vitezei, iar după limpezire este evacuată în rîu.

Dimensiunile bazinelor şi viteza curentului se stabilesc în funcţie de viteza de sedimentare a particulelor solide în suspensie, cunoscînd că pentru ca sedimentarea să aibă loc trebuie ca mărimea hidraulică $V_m$ a particulelor respective să fie mai mare decît componenta verticală a vitezei curentului $v$ (practic, valoarea componentei verticale a vitezei se ia egală cu 0,05...0,10 $v$). Pentru adîncimea $h$ a curentului, depunerea aluviunilor va avea loc după un traseu cu lungimea $l = vh/V_m$, care trebuie să fie mai scurt decît lungimea bazinului.

Colmatarea dirijată poate fi continuă sau intermitentă (periodică). *La colmatarea continuă* apa circulă în bazine cu o viteză foarte mică, scurgîndu-se neîntrerupt, peste deversoare. Timpul necesar colmatării terenului se poate calcula cu relaţia:

$$T = \frac{S H \gamma}{\Sigma (Q\, t)\, \alpha\, c} \text{ [ani]}, \qquad \text{(XX.37)}$$

în care: $S$ este suprafaţa de colmatat, în m²;

$H$ — înălţimea medie de colmatare necesară, în m;

$\gamma$ — greutatea volumetrică a aluviunilor sedimentate, în kg/m³;

$Q$ — debitul canalului de alimentare cu apă, în m³/s;

$t$ — durată de inundare în timpul unui an, în s (suma $Q\ t$ reprezintă volumul mediu de apă cu aluviuni care circulă prin bazine în decurs de un an);

$\alpha$ — turbiditatea apei (greutatea medie a materiilor în suspensie), în kg/m³;

$c$ — coeficient de corecţie, reprezentînd procentul de aluviuni efectiv sedimentat. Se stabileşte prin probe luate în punctele de intrare şi evacuarea a apei.

*La colmatarea intermitentă*, apa stagnează timp de 12—48 h în bazinele de sedimentare, într-un strat de 0,50—1,20 m adîncime, după care este împrospătată. Volumul total de apă ce trebuie circulat pentru realizarea înălţimii de colmatare stabilite are valoarea:

$$V = 1000\ \frac{SH}{\alpha c}\ \text{[m³]}, \qquad \text{(XX.38)}$$

în care notaţiile au semnificaţia din relaţia (XX.38).

La stabilirea înălţimii de colmatare trebuie avută în vedere tasarea pe care o suferă terenul colmatat şi stratul de depuneri, a cărei valoare se consideră aproximativ egală cu a înălţimii de colmatare; aproximativ 1/2 din valoarea tasării se realizează pe durata colmatării, iar 1/2 după terminarea ei.

Depunerea sedimentelor trebuie astfel condusă încît să rezulte un profil structural de sol, avînd la bază straturi macrogranulare cu permeabilitate mare pentru apă şi aer, iar la suprafaţă straturi din material fin, bogate în materii nutritive. Acest lucru se realizează variind viteza curentului, respectiv timpul de stagnare a apei în bazinele de sedimentare. În acelaşi scop, se poate utiliza în prima fază colmatarea continuă, iar în faza finală colmatarea intermitentă.

Colmatarea terenurilor joase se poate realiza într-un timp mai scurt pe cale artificială, prin hidromecanizare, cu material dragat din albia cursului de apă sau rezultat din excavarea canalelor.

# 6. LUCRĂRI DE ARTĂ PE REȚEAUA DE DESECARE

Pe rețeaua de desecare se execută diferite construcții și instalații cu rol de dirijare a curgerii, de consolidare a secțiunii canalelor ori de traversare a drumurilor etc., menite să asigure funcționarea normală a sistemului și exploatarea nestînjenită a teritoriului desecat.

Construcțiile și instalațiile pot avea caracter permanent sau provizoriu (pe durata perioadei de execuție sau de reparații). La realizarea lor trebuie să se țină seama de: alegerea condițiilor geotehnice și hidrogeologice cele mai favorabile; limitarea numărului de obiecte la strictul necesar și îndeplinirea de către aceeași construcție a mai multe funcțiuni; alegerea unor sisteme constructive simple și durabile, care să permită aplicarea metodelor de execuție industriale și folosirea materialelor locale și să ofere siguranță și ușurință în exploatare.

## 6.1. CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE PE REȚEAUA DE CANALE DESCHISE

6.1.1. **Ruperi de pantă** (căderi sau trepte de fund). Se folosesc pe traseul canalelor colectoare pentru a rupe panta ce ar lua naștere pe porțiuni scurte cu diferențe mari de nivel. Se pot realiza cu una sau mai multe trepte, în funcție de diferența de nivel (fig. XX.34).

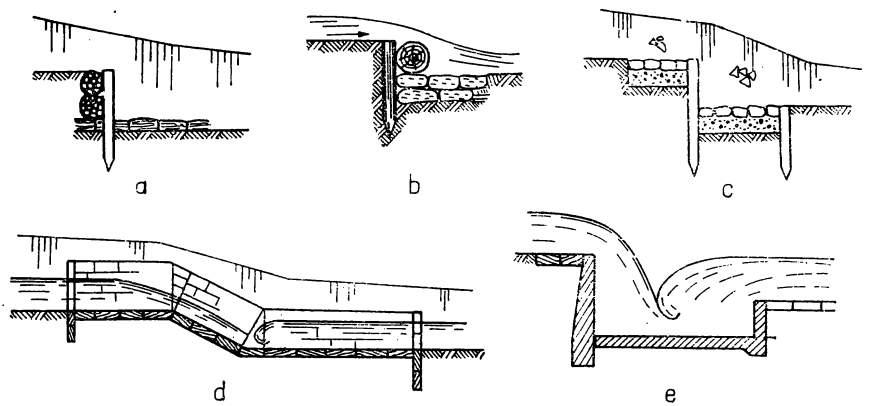



Fig. XX.34. Ruperi de pantă pe canalele de desecare.

Pe canale mici, cu debite ce nu depășesc 1 $m^3/s$, iar diferența de nivel este sub 1 m, se pot folosi căderi de construcție simplă din materiale locale: suluri de fascine și pari (fig. XX.34, *a*), bușteni de lemn și blocuri de piatră (fig. XX.34, *b*), ori pavaje de piatră și pari (fig. XX.34, *c*). Pe canalele cu debite mai mari și diferențe de nivel de peste 1 m, se recurge la căderi de beton sau beton armat, în construcție monolit ori din

elemente prefabricate. Adeseori se utilizează căderea în pantă (fig. XX.34, *d*). Căderile mai mari se prevăd cu disipator de energie, obișnuit sub forma de saltea de apă (fig. XX.34, *e*).

6.1.2. **Stăvilare.** Se folosesc în scopuri multiple : separarea unei părți din sistem, oprirea pătrunderii apei din emisar la nivele ridicate, reglarea nivelului apei în canale, derivarea apei etc. Ele pot fi de tip deschis (stăvilar-batardou prevăzut cu dulapi sau grinzi opritoare, stăvilar cu oblon de închidere etc.) sau de tip îngropat (stăvilar tubular prevăzut cu oblon sau cu clapet automat). În general se utilizează aceleași tipuri constructive ca pe canalele de irigație.

6.1.3. **Lucrări de traversare.** În punctele de încrucișare a canalelor de desecare cu căi de comunicație, diguri, canale, etc. se recurge la diverse lucrări de traversare : podețe, conducte de subtraversare-de nivel ori în sifon — etc.

Podețele au rolul să asigure circulația în cuprinsul teritoriului desecat. Pe canalele cu debite mai mici de 1 $m^3/s$, se utilizează în mod obișnuit podețe tubulare, cu scurgere liberă ori sub presiune. Pe canalele cu debite mai mari, se adoptă podețe cu scurgere liberă, dalate sau în boltă. Pe drumurile agricole podețele se dimensionează pentru unul sau două fire de circulație (lățime 5 la 8 m).

Lucrările de subtraversare se utilizează în cazul încrucișării unor canale de irigație avînd nivelul apei la cote superioare sau egale cu ale canalului de desecare, la traversarea unor căi de comunicație cu platforma situată la o cotă apropiată de nivelul maxim al apei din canal, ori la traversarea unor ramblee unde adoptarea podețelor deschise nu este indicată din motive tehnice (cazul digurilor de apărare) sau economice (cazul intersectării căilor de comunicație principale prin canale cu debite mici). Subtraversarea se realizează cu conducte de beton sau metalice, singulare sau multiple, așezate, după caz, la nivelul fundului canalului ori forma de sifon coborîtor, mai rar prin conducte în sifon ridicător.

## 6.2. CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE ÎN REȚEAUA DE DRENAJ

În rețeaua de drenaj se utilizează diverse construcții specifice, cum sînt gurile de evacuare în emisar și căminele de control, căminele de reglare a nivelului freatic și căderile pe drenurile colectoare.

*Gurile de evacuare* se amenajează la vărsarea colectorilor închiși în canale deschise sau în emisari. Ele constau dintr-un tub de capăt din ceramică, beton, asbociment, etc., cu o lungime de 1,00 — 1,50 m. încastrat într-o construcție de consolidare a malului (fig. XX.35, *a*, *b*).

Descărcarea trebuie realizată la minimum 0,80 — 1,00 m sub nivelul terenului, pentru a feri tubul de înghеț și la cel puțin 0,20 m deasupra nivelului maxim al apei în emisar. Dacă aceasta nu este posibil gura de evacuare se prevede cu clapet de închidere etanș.

*Căminele de control* (fig. XX.35, *d*, *e*) se prevăd în punctele de racordare a mai multor colectori, în punctele de schimbare pronunțată a pantei sau a direcției, ca și pe traseul colectorilor foarte lungi, distanțate la circa 500 m între ele. Căminele se construesc cu secțiune circulară sau pătrată, de regulă din tuburi prefabricate de beton cu diametrul de 0,80—1,00 m, avînd fundul situat la minimum 0,30 m sub drenul cel mai coborît.

*Căderile* se amplasează pe traseul drenurilor, atunci cînd terenul are o înclinare prea mare sau prezintă o denivelare bruscă. De regulă se folosesc tuburi de ceramică sau beton cu diametrul mai mare decît al drenurilor (fig. XX.35, *c*).

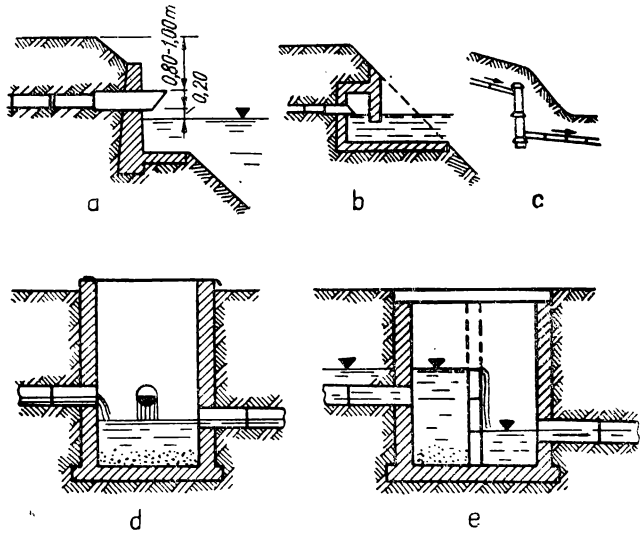



Fig. XX.35. Construcții hidrotehnice în rețeaua de drenaj.

## 6.3. LUCRĂRI DE CONSOLIDARE A CANALELOR

Consolidarea secțiunii canalelor de desecare se execută fie pentru protejarea fundului și taluzurilor împotriva eroziunii, fie pentru a combate prăbușirea taluzurilor și deformarea secțiunii.

Fenomenele de eroziune sînt mai rar întîlnite pe rețelele de desecare și sînt, de regulă, localizate pe sectoarele de traversare a unor terenuri nisipoase sau mîloase unde viteza curentului depășește viteza limită de neeroziune.

Fenomenele de instabilitate a taluzurilor sînt mai frecvente pe sectoarele cu adîncime mare, cînd canalul pătrunde în pămînturi slab coezive (particule din zona nisipului fin și făinos și din zona prafului, material care în prezența apei devine de regulă refulant, purtînd denumirea generică de chișai). Fenomenul este agravat în cazul în care există un aflux subteran către canal, sau cînd coborîrea bruscă a nivelului apei în canal crează un gradient hidraulic mare în maluri.

În funcție de adîncimea canalului, de viteza curentului, respectiv de adîncimea de situare a stratului de chișai, poate avea loc fie numai o erodare sau o deformare a fundului și bazei taluzurilor, fie prăbușirea acestora. Ca urmare, se recurge la lucrări de consolidare numai a fundului, a bazei taluzurilor ori a întregului taluz.

Consolidarea se poate realiza cu diverse materiale şi tipuri de lucrări (fig. XX.36): cu fascine lestate şi pereu de piatră (fig. XX.36, *a*); saltea de nuiele fixată prin fascine şi anrocamente (fig. XX.36, *b*); prăjini de lemn (fig. XX.36, *c*) şi fascine lestate (fig. XX.36, *d*) cu anrocamente; plăci de stufit fixate cu pari (fig. XX.36, *e*); com-

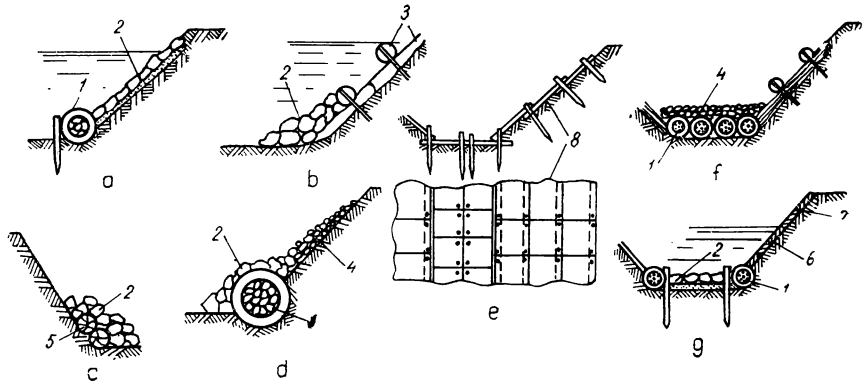



Fig. XX.36. Lucrări de consolidare a secţiunii canalelor:
*1* — suluri de fascine lestate; *2* — anrocamente; *3* — fascine; *4* — piatră spartă; *5* — trunchiuri de lemn; *6* — dale de beton perforate; *7* — brazde de iarbă; *8* — plăci de stufit.

binaţia de fascine lestate, fascine nelestate şi piatră (fig. XX.36, *f*) şi de fascine lestate, pereu de piatră, pereu din dale de beton perforate şi brazde de iarbă (fig. XX.36, *g*).

Pereuri de piatră sau dale de beton nerostuite, aşezate pe un filtru invers, se folosesc şi în zona de racordare a diverselor construcţii hidrotehnice cu secţiunea canalului.

# 7. STAŢII DE POMPARE

## 7.1. CLASIFICARE. DATE DE BAZĂ PENTRU PROIECTARE

7.1.1. **Clasificare.** Staţiile de pompare pentru desecare cuprind un complex de construcţii şi instalaţii care au rolul de a aspira apa dintr-un canal şi a o evacua, la un nivel mai ridicat, într-un emisar sau într-un alt canal. Staţiile de pompare se pot clasifica în funcţie de diferite criterii (v. Secţiunea XXI).

După destinaţie:

— staţii de bază, care pompează apa din canalul principal de evacuare, în emisarul natural;

— staţii de prepompare, care pompează apa în canalul care o transportă la staţia de bază.

După înălțimea de pompare și debit. Stațiile de pompare pentru desecare avînd în general înălțimea de pompare sub 15 m $H_2O$, se încadrează în categoria stațiilor cu înălțime mică de pompare. După debitul $Q$ se clasifică în :

— stații de pompare mici, cu $Q \leqslant 2$ m³/s ;

— stații de pompare mijlocii, cu 2 m³/s $\leqslant Q \leqslant$ 10 m³/s ;

— stații de pompare mari, cu $Q > 10$ m³/s.

După mărimea perioadei de exploatare și după tipul constructiv, stațiile de pompare definitive pentru desecare se calsifică la fel ca cele pentru irigații cu observația că stațiile de pompare plutitoare nu sînt caracteristice sistemelor de desecare.

*Nodul hidrotehnic* care constituie stația de pompare pentru desecare se compune în general din aceleași elemente ca și la stațiile de pompare pentru irigații în afară de priză care lipsește ca atare.

7.1.2. **Date de bază pentru proiectare.** Datele principale necesare proiectării unei stații de pompare pentru desecare sînt : debitul și înălțimea de pompare. Sînt necesare de asemenea studii topografice și geotehnice în amplasament, gradul de detaliere al lor fiind stabilit prin normativele în vigoare corespunzător fazei de proiectare respective.

Stația de pompare se dimensionează la debitul maxim de evacuat. Debitul instalat al stației este uneori superior debitului maxim de evacuat din cauza diferenței dintre acesta și suma debitelor nominale (la o anumită înălțime de pompare) ale agregatelor de pompare alese.

Înălțimea de pompare este suma înălțimii geodezice și a pierderilor de sarcină prin conductele de aspitație și refulare. Pentru stabilirea înălțimii geodezice, se face analiza următoarelor nivele caracteristice :

— nivelul maxim în emisar, care se stabilește după clasa lucrării (STAS 4273-61) ;

— nivelul maxim în canalul principal de evacuare, la stația de pompare, este nivelul cel mai ridicat care se admite în ipoteza că timp de 3 zile consecutiv stația de pompare nu funcționează ; față de acest nivel se va asigura stația de pompare și împotriva inundării ;

— nivelul minim în secțiunea finală a canalului colector de desecare este nivelul corespunzător debitului unei pompe ;

— nivelul mediu în emisarul natural cu asigurare 50%.

Înălțimile geodezice de calcul sînt :

— diferența dintre nivelele maxim în emisar și maxim în canalul principal de evacuare ;

— diferența dintre debitul mediu în emisar și minim în canalul principal de evacuare.

Stația de pompare trebuie să asigure evacuarea debitului maxim la înălțimile de pompare calculate pe baza ambelor înălțimi geodezice.

## 7.2. ECHIPAMENTUL HIDROMECANIC DE BAZĂ ȘI INSTALAȚIILE AUXILIARE

7.2.1. **Echipamentul hidromecanic de bază.** Este constituit din agregatele pompă -motor. Deoarece aproape toate stațiile de pompare pentru desecare se echipează cu pompe acționate de motoare electrice, nu se vor trata aici motoarele termice care nici nu se recomandă pentru stațiile definitive. Cum industria noastră asigură în prezent

în mod practic toate agregatele de pompare pentru desecare, acest paragraf va fi tratat prin această prismă. Clasificarea pompelor este stabilită prin STAS 6868—63.

Pompele necesare pentru desecări pot fi atît cu ax orizontal cît și cu ax vertical. Se recomandă pompele cu ax vertical deoarece conduc la suprafețe construite mai reduse, nu necesită amorsare, se pretează la automatizări mai simple, nu reclamă în general camere uscate (eliminînd astfel necesitatea hidroizolațiilor) și oferă soluții constructive mai moderne și cu aspect arhitectonic mai plăcut, sala care constituie suprastructura stației de pompare fiind degajată de conducte care fac circulația greoaie. În plus, agregatele verticale permit asigurarea motoarelor și echipamentului electric împotiva inundațiilor, deoarece acestea pot fi amplasate la o cotă mai ridicată, transmisia între motor și pompă făcîndu-se prin axe verticale lungi. La agregatele orizontale, avînd în vedere înălțimea lor de aspirație limitată, asigurarea împotriva inundării se face fie realizînd stația în subteran în cuvă etanșă, fie la sol însă într-o depresiune creată prin săpătură, în care caz accesul apei la aspirații trebuie reglat prin stavile care necesită investiții suplimentare și o supraveghere foarte atentă.

Înălțimea de pompare fiind mică (în general sub 15 m), se folosesc turbopompe radiale și mai ales axiale. Pentru înălțimi foarte mici de pompare, de pînă la 2 m se pot folosi și elevatoarele hidraulice cu șurub.

Turbopompele radiale folosite pentru desecări în țara noastră sînt, în prezent, cele de tip Brateș (fig. XX.37), care sînt pompe centrifugale orizontale, monoetajate cu camera spirală și rotor diagonal simplu (cu o singură cale). Familia turbopompelor tip Brateș, constituită din 5 mărimi diferențiate prin diametrul în milimetri al ștuțului de aspirație (250, 350, 400, 500 și 600), acoperă un cîmp de funcționare larg, cu debite variind între 300 și 4200 $m^3/h$ (80—1200 l/s) și înălțimi de pompare de 5—17 m. Acest domeniu se acoperă prin cele 5 mărimi de pompe, cu 5 diametre de rotoare (notate de la a la e) și cu 5 viteze de antrenare (1 500, 1 000, 750, 600 și 500 rot/min). În fig. XX.38 se dau cu caracter informativ curbele caracteristice ale pompei tip Brateș 500.

Sensul de rotație este spre dreapta (privind dinspre cuplaj) pentru toate mărimile în afară de mărimea 500 care are sensul spre stînga. Fiecare mărime are trei variante constructive ale ștuțului de refulare: orizontal la partea de jos (spre stînga sau spre dreapta) și vertical.

Turbopompele axiale folosite pentru desecări sînt cele de tipul Dunărea și în prezent tip DV și DVR, toate cu axul vertical.

Turbopompa Dunărea (fig. XX.39) se fabrică în două mărimi, corespunzînd diametrul rotorului în milimetri: Dunărea 450 V. și Dunărea 750 V. Sînt pompe monoetajate cu palete fixe. Pompa se compune dintr-un corp vertical, *1*, avînd la partea de jos o pîlnie de aspirație *2*, la partea de sus un cot de refulare la $60^0$ *3*, iar la mijloc flanșa de fixare *4*, prevăzută cu nervuri. Arborele rotorului *5* se rotește în două lagăre de cauciuc, unul așezat la cot și altul în pîlnia de aspirație, ungerea făcîndu-se cu apă ($Q = 60\ m^3/h$, $H = 30\ m\ H_2O$). Carcasa și rotorul sînt din fontă. Sensul de rotație este spre dreapta, privind dinspre cuplaj. Domeniul de utilizare, dat în fig. XX.41 ($H = 2 \ldots 8$ m și $Q = 0{,}40 \ldots 2{,}00\ m^3/s$), se acoperă prin antrenarea fiecarei mărimi la două turații diferite și prin orientarea paletelor la diverse unghiuri între 11 și $21^0$. Această orientare se obține din fabrică la comandă și nu poate fi modificată în timpul exploatării.

Motoarele de antrenare sînt verticale cu puteri între 30 și 75 kW la mărimea 450 și de 200 kW la mărimea 750, alimentate la tensiunea de 0,4 kV.

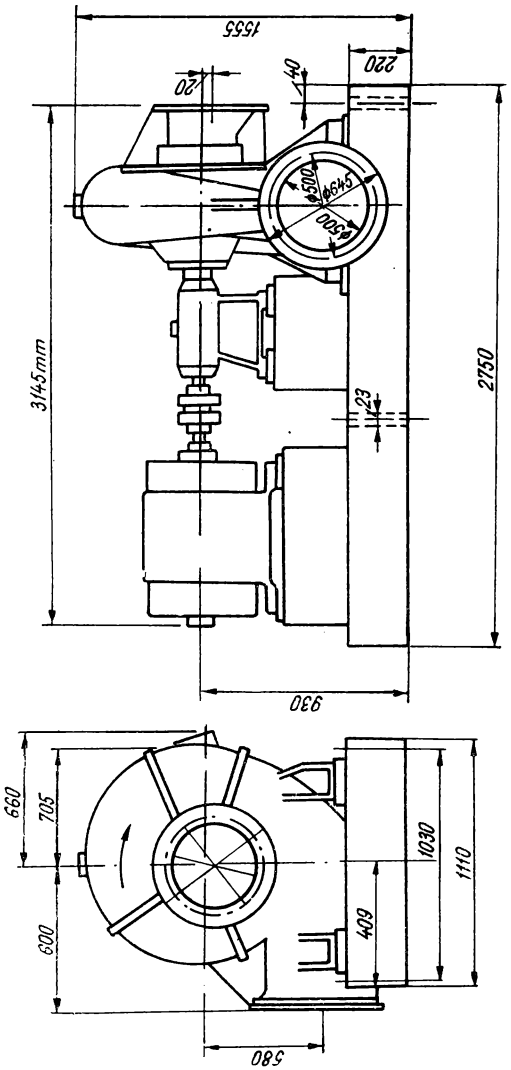



Fig. XX.37. Pompă centrifugă orizontală tip Brateș.

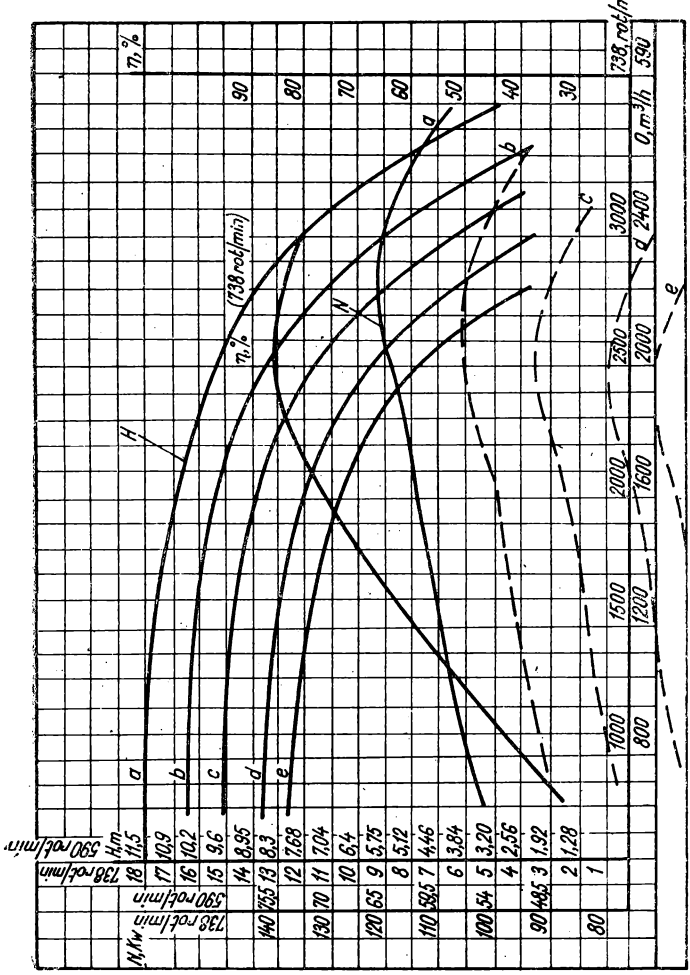



Fig. XX.38. Curbele caracteristice ale pompei Brateş 500.

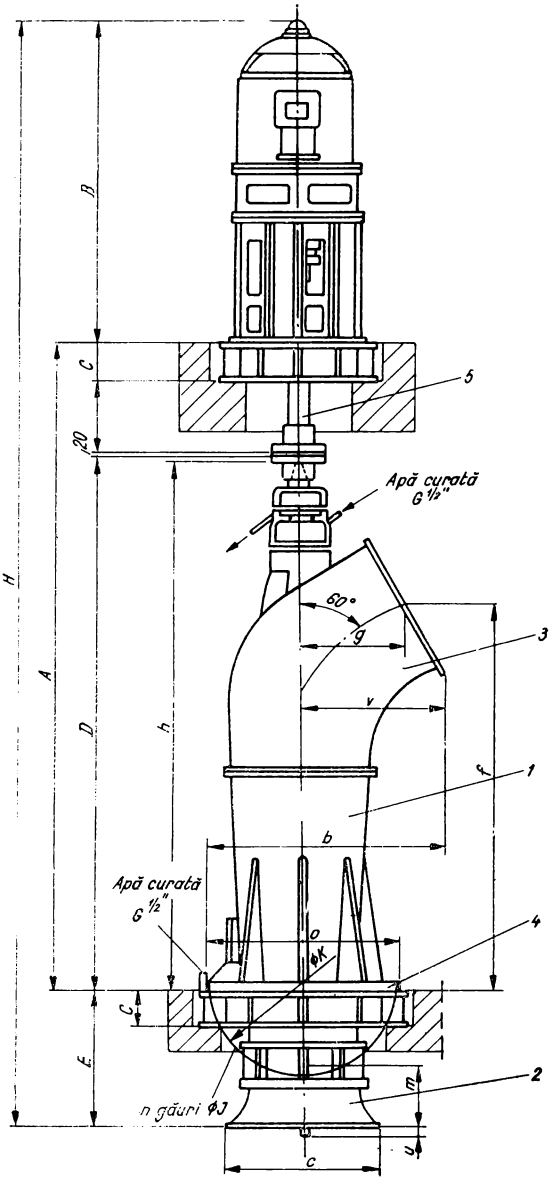



Fig. XX. 39. Schema pompei cu ax vertical tip Dunărea.
Caracteristici :

| Pompa | Dimensiuni, mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | Electromotor | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *A* | *B* | *C* | *D* | *E* | *H* | *b* | *c* | *f* | *g* | *h* | *j* | *k* | *m* | *n* | *o* | *u* | *a* | kW | |
| Dunărea 450 V | 4500 | 1710 | 200 | 2557 | 683 | 7650 | 1110 | 750 | 1750 | 472 | 2562 | 27 | 870 | 306 | 16 | 940 | 80 | 663 | 75 | |
| Dunărea 750 V | 4850 | 2415 | 300 | 4050 | 1125 | 8390 | 1780 | 1150 | 2900 | 800 | 4050 | 40 | 1260 | 505 | 24 | 1370 | 50 | 1095 | | 200 |

Turbopompele tip DV şi DVR, în curs de asimilare, sînt de asemenea axiale, cu ax vertical şi reprezintă o familie divizată în 9 tipuri care acoperă o gamă de debite de pînă la 16 $m^3/s$ şi înălţimi de pînă la 20 m $H_2O$. Ele au multiple avantaje faţă de pompele Dunărea: construcţii mai uşoare şi deci mai economice (fiind construite din tablă sudată); randamente mai bune, curbele de cavitaţie convenabil plasate avînd

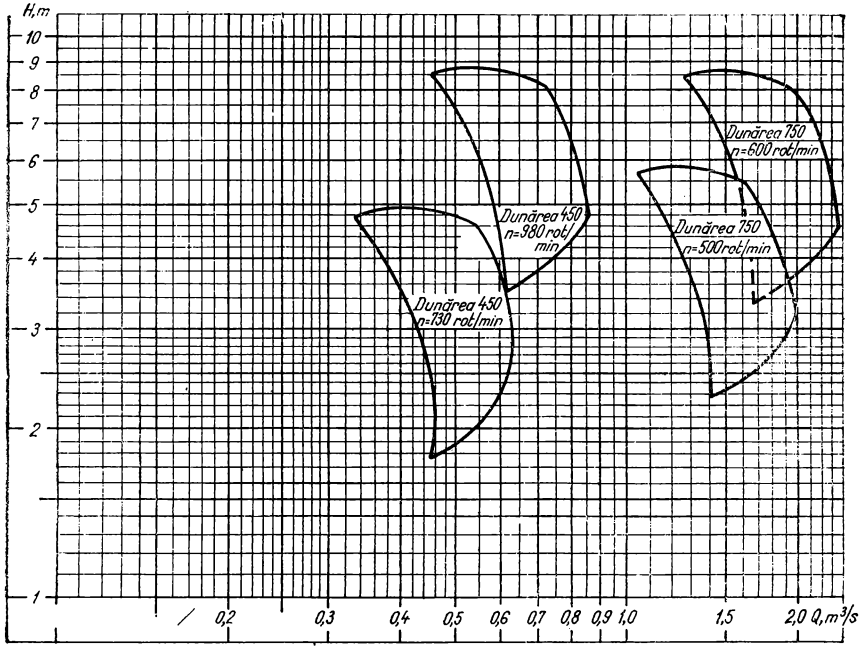



Fig. XX.40. Domeniul de utilizare al pompelor tip Dunărea.

forme sinuoase ceea ce permite o adîncime de înecare mai mică şi deci infrastructuri mai puţin adînci la staţiile de pompare; în sfîrşit ca o perfecţionare foarte importantă, posibilitatea reglării în timpul exploatării a unghiului paletelor (pentru pompele cu debite de la 8 000 $m^3/h$ în sus) la o simplă manevră din sala motoarelor, ceea ce dă posibilitatea să se varieze debitele fără micşorarea randamentului.

În fig. XX.41 se dă pompa tip DVR 2-87 în care se distinge: corpul pompei *1*, stuţul de refulare *2*, cuplajul rigid *3*, placa pompă-motor *4*, electromotorul de antrenare *5* ($N = 320$ kW, $n = 500$ rot/min, $V = 6000$ V), dispozitivul de manevră pentru reglajul unghiului paletelor *6*. Toată pompa este suspendată de planşeul de sus, ne mai fiind necesar nici un reazem intermediar, ceea ce simplifică construcţia staţiei de pompare.

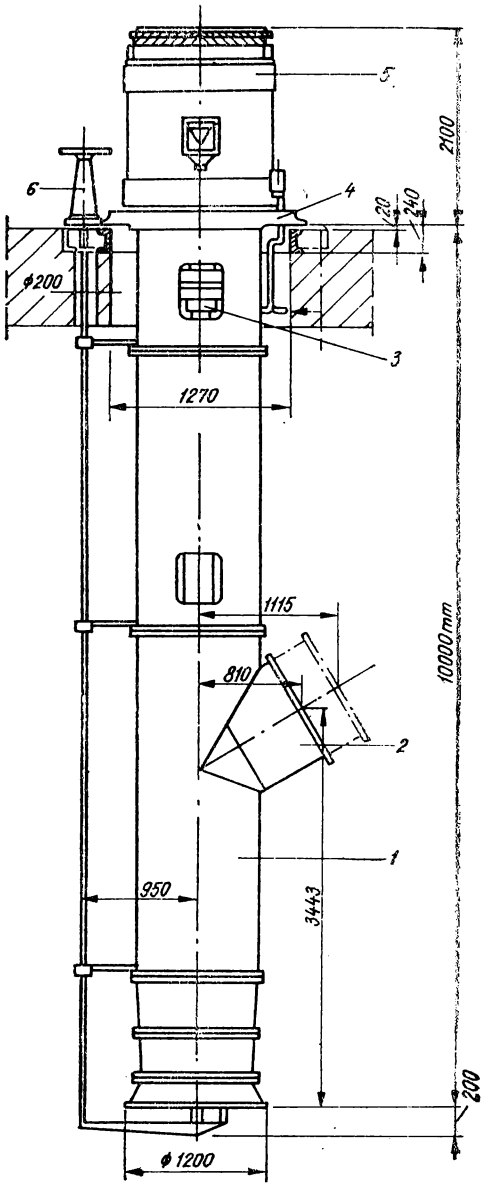



Fig. XX.41. Pompa DVR 2-87.

*Alegerea pompelor* se face pe baza debitului şi înălţimii de pompare, folosind curbele caracteristice garantate de uzina furnizoare. Numărul agregatelor în staţia de pompare se recomandă a fi cuprins între 2 şi 8, optim între 3 şi 6. În mod excepţional, pentru staţiile cu debite foarte mari, se admite şi instalarea unui număr de agregate mai mare de 8.

*Rezerva de debit a staţiei de pompare.* Numărul mic de ore de funcţionare a staţiei de pompare de desecare (sub 1 500 h pe an) care permite să se aibă la dispoziţie un timp suficient pentru efectuarea de revizii şi reparaţii, precum şi faptul că debitul maxim la care se dimensionează staţia are loc rar şi pe perioade scurte (cîteva săptămîni sau chiar zile), ceea ce reduce şi mai mult numărul de ore de funcţionere pe agregat, conduc la concluzia că instalaţiile de pompare pentru desecare nu este necesară prevederea agregatelor de rezervă, lucru pe deplin confirmat de practica exploatării.

În ceea ce priveşte fracţionarea debitului instalat, aceasta rezultă din graficul de pompare estimat prin calcul. În cazul în care nu există suficiente studii pentru întocmirea unui astfel de grafic, se consideră suficientă o fracţionare de 1 : 3, 1 : 4. Prin urmare, cînd în staţie sînt instalate mai puţin de 3—4 pompe este necesar în general ca una din ele să aibă debitul egal cu 1/3—1/4 din debitul maxim al staţiei, deci inferior debitului celorlalte pompe.

În cazul echipării staţiilor cu pompe cu palete reglabile, prin reglajul acestora la minim se obţine o bună funcţionare cu agregate de debit egal chiar cînd staţia de pompare este echipată cu 3 pompe.

7.2.2. **Instalaţii auxiliare**

7.2.2.1. *Insatalţia de amorsare.* Aceasta este tratată în Secţiunea XXI.

7.2.2.2. *Instalaţia de ungere cu apă.* Unele pompe axiale (pompele tip Dunărea) au arborele montat pe lagăre de caucic, care necesită ungere cu apă. Instalaţia de ungere se compune din agregate de pompare mici care asigură debitul şi presiunea de ungere indicată de uzina furnizoare şi reţeaua de conducte respectivă. Instalaţia se poate realiza după una din schemele următoare :

— agregat şi reţea de conducte de ungere pentru toate pompele de bază, în care caz este necesară instalarea unui agregat de ungere de rezervă ;

— agregat de ungere separat la fiecare pompă de bază, fiind necesar un agregat de ungere ca rezervă rece, în magazie. Se recomandă prima schemă.

Apa de ungere va avea calităţile impuse de uzina furnizoare de pompe, nefiind admise ape cu suspensii abrazive sau care atacă cauciucul. În caz că apa nu îndeplineşte aceste condiţii, în schemă se introduc instalaţii de tratare a apei. Pentru siguranţa funcţionării agregatelor de ungere în timpul funcţionării pompelor de bază, este obligatorie prevederea unor sisteme de blocare automată a pompelor de bază în cazul oricărei defecţiuni la instalaţia de ungere.

7.2.2.3. *Instalaţii de ridicare, transport şi de epuisment.* Acestea sînt tratate în Secţiunea XXI.

7.2.2.4. *Instalaţii de încălzire şi ventilaţie.* Staţiile de pompare de desecare funcţionează şi în anoptimpul rece, din care cauză ele trebuie prevăzute cu instalaţii de încălzire. La calculul acestor instalaţii se ţine cont de căldura degajată de motoarele în funcţiune, calculîndu-se aportul şi pierderea de căldură (STAS 1797-56, STAS 1907-52 şi STAS 4839-59).

Agentul cel mai indicat în condiţiile de izolare în care se găsesc în general aceste staţii este energia electrică. Cum în general clădirile staţiilor de pompare pentru desecare se compun numai din sala maşinilor, iar aceasta trebuie încălzită suplimentar numai în timp ce motoarele electrice nu funcţionează şi numai într-o zonă limitată unde personalul efectuează reparaţii, cele mai indicate aparate de încălzit sînt aero-

termele electrice mobile, pentru instalarea cărora este necesar numai să se prevadă prize de curent în puncte suficiente. Încălzirea electrică nu cere o putere instalată suplimentară peste aceea necesitată de instalațiile tehnologice, deoarece aerotermele sînt puse în funcțiune tocmai cînd instalațiile tehnologice nu funcționează sau funcționează parțial.

*Pentru ventilație* se folosesc mijloacele naturale (prin ochiuri mobile la ferestre, deflectoare pe acoperiș etc.) și se recurge la ventilația mecanică ori de cîte ori aceste mijloace nu asigură în anotimpul călduros o răcire corespunzătoare a sălii mașinilor. Ventilația se dimensionează pentru o supratemperatură interioară de 5°C la temperatura maximă exterioară.

## 7.3. CONDUCTE ȘI ARMĂTURI

7.3.1. **Conducte de aspirație.** La stațiile de pompare pentru desecare sînt necesare conducte de aspirație numai în cazul folosirii turbopompelor radiale, deoarece pompele axiale, în general, aspiră direct dintr-o cameră în care sînt submersate. Conducta de

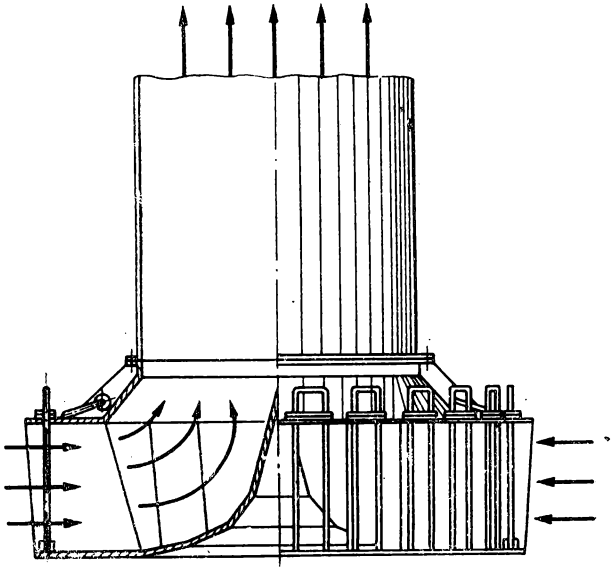


Fig. XX.42. Aspirator de tip plat.

aspirație se compune dintr-un aspirator de intrare a apei, conducta propriu-zisă și armăturile de pe ea.

Aspiratorul este un confuzor metalic cu diametrul superior diametrului conductei de aspirație. În cazul în care este protejat de o sită sau un cap cu orificii (ceea ce conform STAS 2231-51 se poate face pînă la diametrul de 600 mm), el se numește

sorb; suprafaţa totală a orificiilor trebuie să fie egală cel puţin cu suprafaţa secţiunii transversale a sorbului. Sorburile cu diametrul pînă la 300 mm pot avea clapetă de reţinere, aceasta fiind diametrul maxim la care amarsarea prin umplere este încă admisă. Din cauză că sorburile cu clapeţi provoacă pierderi de sarcină considerabile, ele trebuie evitate, fiind de preferat aspiratoarele libere neprotejate (cînd apa în bazinul sau camera de aspiraţie trece prin grătare), sau sorburile fără clapeţi cînd se aspiră apă care nu a trecut prin grătare. Folosirea sorburilor însă trebuie evitată din cauza dificultăţilor de curăţire.

Forma constructivă a aspiratoarelor este diversă. În fig. XX.42 este prezentat aspiratorul de tip plat, cu accesul lateral al apei, indicat pentru cazul unei adîncimi mici de apă la aspiraţie, construcţia lui permiţînd aşezarea direct pe fund.

Amplasarea optimă a aspiratoarelor a format şi formează încă obiectul cercetărilor, urmărind a realiza un regim optim de funcţionare hidraulică concomitent cu obţinerea unor dimensiuni minime ale camerei sau bazinului de aspiraţie. Cercetările efectuate au condus la următoarele recomandări cu privire la amplasarea atît a aspiratoarelor verticale ale conductelor de aspiraţie, cît şi a pîlniilor de aspiraţie ale pompelor axiale

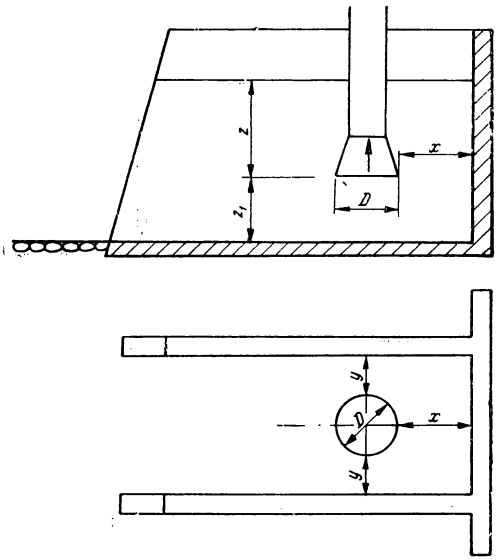



Fig. XX.43. Amplasarea aspiratorului vertical.

(fig. XX.43):

Înecarea $z$ (distanţa de la nivelul apei la planul secţiunii de intrare a aspiratorului) minimă admisibilă pentru evitarea vortexului cu antrenare de aer depinde de forma şi dimensiunea aspiratorului, de poziţia acestuia faţă de direcţia de curgere a curentului etc. Pentru situaţii obişnuite, se pot adopta următoarele valori:

$z = 1{,}50$, m recomandată ca medie;

$z = D/2$, pentru viteze mici de 0,50—1,0 m/s;

$z = 2\,D$, pentru viteze mari.

Distanța de la fund $z_1$: aproape toți autorii recomandă valoarea $z_1 = D/2$ și chiar $z_1 = \frac{D}{3}$ pentru a se obține o uniformitate mai mare a vitezelor de intrare.

Distanța $y$ la peretele lateral și distanța $x$ la peretele frontal, în mod curent, este recomandată valoarea $y = \frac{D}{2}$, deși unii cercetători recomandă chiar $y = \frac{D}{4}$ sau chiar $y = 0$. Aproximativ aceleași valori se pot adopta și pentru distanța $x$ la peretele frontal.

Distanța între axele aspiratoarelor amplasate într-o cameră în care apa intră perependicular pe linia de amplasare se recomandă a fi luată de $2-3D$.

Conductele de aspirație propriu-zise sînt tratate în secțiunea XXI.

7.3.2. **Conducte de refulare.** Trăsăturile caracteristice ale conductelor de refulare la stațiile de pompare pentru desecare sînt: lungimea mică, presiunea de funcționare scăzută și diametrul relativ mare. De aici decurg o serie de particularități, cum sînt: lipsa aproape totală a suprapresiunilor provocate de lovitura de berbec, ca și a pericolului arderii motoarelor electrice din cauza rotirii inverse (la deviraj), necesitatea de a folosi țevi confecționate pe șantier sau în atelierele întreprinderilor de execuție deoarece diametrele mari și lungimile mici nu pot constitui obiectul unei fabricații de mare serie etc. Stația de pompare pentru desecare fiind amplasată imediat în spatele digului de apărare, iar conductele de refulare avînd rolul în general numai de a traversa digul, rareori lungimea lor depășește 100 m. La stațiile de prepompare lungimea este și mai mică, iar de multe ori conductele de refulare lipsesc cu totul, stațiile de prepompare fiind de cele mai multe ori stații-baraj.

Conductele de refulare se compun din: conducta propriu-zisă, armăturile de pe conductă și difuzorul care formează capătul aval.

Conducta propriu-zisă se execută fie din oțel, fie din beton sau beton armat. Folosirea tuburilor de beton armat este îngrădită de lungimea mică a conductelor și de desele și bruștele schimbări de traseu pe verticală, la care aceste tuburi nu se pretează. Se pot folosi conductele prefabricate din beton armat numai în cazul în care traversarea digului se face pe la bază. Nu este economică folosirea tuburilor de beton precomprimat, din cauza presiunii mari de lucru a lor, comparativ cu presiunea de refulare. Pînă la diametrul de 1 000 mm se folosesc obișnuit tronsoane de 6—16 m fabricate în serie din bandă de oțel vălțuită elicoidal și sudată. Folosirea țevilor laminate este aproape exclusă din cauza diametrelor mici ale acestora. La diametre peste 1 000 mm se întrebuințează conducte metalice sudate pe generatoare, confecționate în întreprinderi sau ateliere specializate. Asamblarea tronsoanelor se face pe șantier, tot prin sudură. Conductele pot fi îngropate sau supraterane.

Numărul conductelor este în general egal cu numărul pompelor atunci cînd lungimea lor este sub 50 m. Calculul hidraulic se efectuează după formulele obișnuite din hidrau lică, diametrul economic rezultînd din alegerea sumei cheltuielilor anuale (directe și indirecte) minime. Vitezele rezultate sînt de ordinul a 1,50—3,00 m/s și chiar mai mari.

Traseul conductelor de refulare poate fi pe la baza digului sau urmărind profilul transversal al acestuia. În primul caz, încărcările fiind mari, conductele trebuie dimensionate corespunzător.

Pentru piesele de îmbinare (coturi, reducții, ramificații) la conductele de oțel de diametru mare sînt elaborate cataloage care simplifică proiectarea. Pentru diametre curente, acestea sînt tratate în STAS 6525-62.

Armăturile de pe conductele de refulare ale stațiilor de pompare pentru desecare sînt :

— vanele, care se instalează numai în cazul pompelor centrifugale ;

— clapeții de reținere, care în cazul de mai înainte pot înlocui și vanele ;

— supapele de aerisire, care se montează pe conductele care traversează digul pe la partea superioară și care pot înlocui clapeții, deoarece sînt astfel concepute că permit intrarea aerului în conductă în momentul cînd prin oprirea pompelor se produce scurgerea inversă. Prin intrarea aerului în conductă, efectul de sifon și deci scurgerea inversă încetează ;

— compensatorii elastici de diverse tipuri (cu buclă, cu presetupă etc.) se introduc pe conducte în interiorul stațiilor de pompare pentru a facilita asamblarea conductei de pompă. Ei pot lipsi dacă între conductă și pompă există un cot prin montarea căruia se pot prelua diverse diferențe de montaj.

Difuzorul este partea terminală a conductei de refulare, care se amplasează în bazinul de refulare. Este confecționat din tablă și reprezintă o lărgire a conductei de refulare, avînd rolul de a face ca apa să debușeze în bazin cu o viteză cît mai mică. Uneori la capătul conductei se prevede un clapet cu batant care împiedică scurgerea inversă, însă acesta este neeficient atunci cînd în apă pot fi plutitori care să-i împiedice închiderea.

7.3.3. **Izolarea și încercarea conductelor.** Conductele metalice îngropate se izolează la exterior prin straturi succesive de bitum și hîrtie sau pînză, iar la interior cu bitum. Conductele montate aparent se vopsesc cu vopsele de ulei sau lacuri sintetice.

Proba de presiune se face la o presiune interioară $P = 1{,}50\ P_n + 1$ kgf/cm$^2$, în care $P_n$ este presiunea nominală.

## 7.4. CONSTRUCȚIILE STAȚIEI DE POMPARE

7.4.1. **Stabilirea tipului constructiv și a dimensiunilor de ansamblu.** Criteriile care determină alegerea tipului constructiv al stației sînt : tipul agregatului de pompare, regimul nivelurilor în special la aspirație și calitățile terenului de fundație. Aceste probleme sînt tratate în Secțiunea XXI.

7.4.2. **Construcția stației de pompare.** Execuția stațiilor de pompare pentru desecare nu pune probleme deosebite decît la partea subterană, care este adeseori dificil de realizat, avînd în vedere că terenurile în care se lucrează, fiind situate în vecinătatea albiilor rîurilor, sînt aproape întotdeauna constituite din aluviuni, uneori foarte fine (nisipuri refulante), iar apa subterană este la mică adîncime. Ori de cîte ori este posibil, se preferă fundarea în groapă deschisă cu epuisment de suprafață, eventual cu prevederea de palplanșe de lemn. Condițiile în care acest procedeu se poate aplica sînt însă rare, de cele mai multe ori trebuind să se recurgă la metode grele și costisitoare, mai ales la stațiile de pompare cu pompe verticale, cum ar fi incintele de palplanșe metalice, coborîrea pînzei freatice cu filtre aciculare, chesoanele deschise și chesoanele cu aer comprimat.

Incinta de palplanșe, combinată cu epuismente deschise sau cu filtre aciculare, este indicată atunci cînd fundația de realizat se află la o adîncime de maximum 4—5 m. Se folosește, în general, metoda chesonului deschis atunci cînd adîncimea de fundare

este de pînă la 8—9 m, iar stratul refulant este în grosime de maximum 3—4 m, dincolo de aceste limite recurgîndu-se la chesonul cu aer comprimat.

Alegerea celei mai indicate metode de execuție trebuie făcută cu mult discernămînt, iar aplicarea ei cu un personal calificat și utilaje adecvate. Metoda chesonului deschis ridică o serie de dificultăți tehnice și organizatorice, legate nu atît de lansarea chesonului cît mai ales de realizarea fundului său. Fundul chesoanelor deschise se realizează prin betonarea sub apă a unei saltele masive, ceea ce se face fie prin turnarea betonului cu ajutorul unor tuburi într-o succesiune strictă și fără întreruperi (metoda tuburilor ridicătoare), fie prin umplerea cu mortar a unui strat de pietriș așternut în prealabil (metoda mortarului ascendent). După întărirea saltelei, se golește chesonul de apă și se toarnă radierul din beton armat la uscat. Execuția prin metoda chesonului cu aer comprimat este mult mai sigură, însă este mai costisitoare și reclamă utilaje deosebite și muncitori calificați.

Execuția avancamerei, care are rolul de a susține batardourile și grătarele și a permite manipularea lor și curățirea grătarelor, constituie o problemă și mai dificilă, deoarece metoda chesonului este inaplicabilă. Pentru a evita adîncimile mari de fundare, mai ales pentru execuția avancamerelor, este adeseori mai rațional să se prevadă stații de prepompare care să permită ridicarea cotei fundului canalului de evacuare în apropierea stației de pompare. Documentațiile recente rezolvă problema pe altă cale și anume prin introducerea avancamerei în stația de pompare (fig. XX.44), o dată cu care se execută. În acest fel, în exterior pe frontul stației mai rămîne de realizat doar lărgirea canalului de evacuare astfel încît să se poată asigura accesul apei la toate agregatele. Această lărgire se poate realiza prin săpătură sub apă și consolidarea cu blocuri de piatră pe saltele de fascine.

7.4.3. **Bazinul de aspirație.** Bazinul de aspirație al stației de pompare pentru desecare reprezintă partea finală a canalului de evacuare. În cazul stațiilor de pompare cu cameră umedă, aspirația se face chiar din această cameră, iar bazinul de aspirație nu este decît o lărgire a canalului, reprezentînd racordarea acestuia cu avancamera stației, ori cu frontul dinspre aspirație al stației în caz că avancamera este amplasată la interior.

În cazul stațiilor de pompare pe sol sau cu cameră uscată, caracteristice agregatelor orizontale, bazinul de aspirație reprezintă de asemenea o lărgire dar și o adîncire a canalului de desecare, deoarece în el sînt amplasate aspiratoarele pompelor. Construcția este o săpătură de forma rectangulară în plan, cu taluzuri corespunzătoare caracteristicilor terenului, protejată de regulă cu dale de beton pe filtru invers. Aspiratoarele sînt sprijinite pe masive de beton. Deoarece fundul bazinului de aspirație este la o cotă mai joasă decît radierul stației, pentru stabilitatea acesteia din urmă este necesar ca distanța de la bazin la stație să fie suficient de mare, ținînd cont că fluxul apelor subterane pe sub stația de pompare este în defavoarea acestei stabilități acționînd în sensul afuierii fundației. Calculele hidrodinamice de infiltrație bazate pe studiile geotehnice ale amplasamentului vor trebui să precizeze această distanță. În cazul fundării pe nisipuri fine, se poate face recomandarea generală ca dreapta care unește extremitatea dinspre stație a fundului bazinului de aspirație cu extremitatea dinspre bazin a radierului să aibă înclinarea față de orizontală de maximum $20^0$.

7.4.4. **Bazinul de refulare.** Realizează legătura între capătul conductelor de refulare și canalul în care se face evacuarea și trebuie astfel proiectat încît să asigure disiparea energiei cinetice a apei la ieșirea din conducte. Pentru disiparea energiei se adoptă în principal scurgerea înecată, ceea ce necesită o adîncime suficientă a bazinului pentru a asigura înecarea secțiunii de ieșire a conductelor de refulare sub nivelul minim al apei.

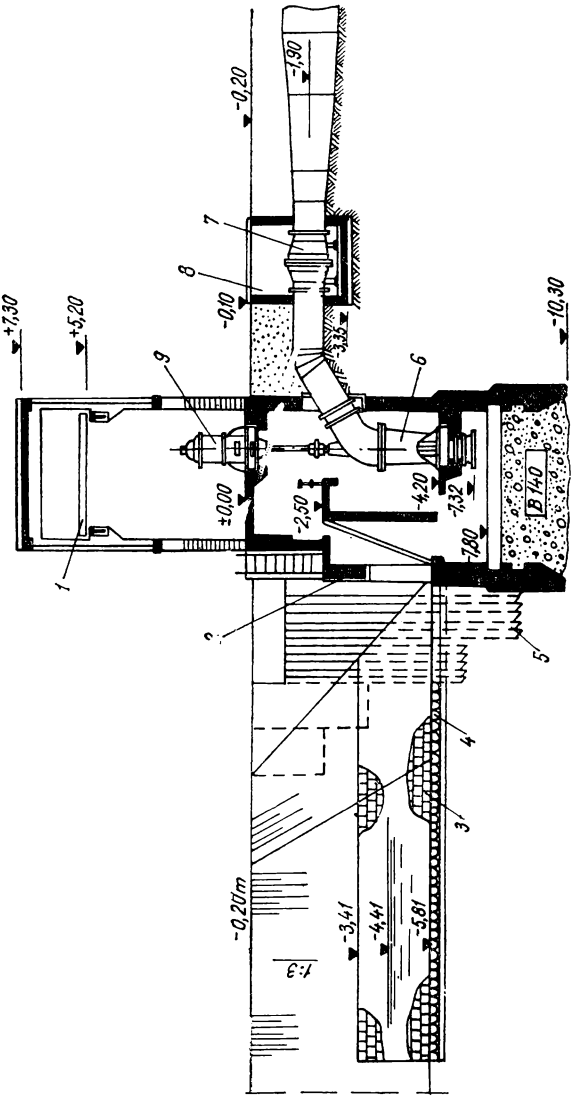



Fig. XX.44. Stație de pompare cu avancamera în cheson :

*1* – pod rulant de 8 tf; *2* – nișe batardou; *3* – pereu din dale de beton simplu 40 × 40 × 20 cm; *4* – pereu din piatră brută de 20 cm grosime; *5* – palplanșe din beton armat; *6* – pompă Dunărea 750; *7* – clapet fluture Dn 1000; *8* – cămin; *9* – electromotor de 200 kW.

La stațiile de prepompare, bazinul de refulare propriu-zis poate uneori lipsi ca atare, acest lucru apărînd în cazul stațiilor-baraj ale căror conducte de refulare se termină chiar la peretele stației; bazinul de refulare este în acest caz o racordare a canalului din aval cu frontul dinspre refulare al stației. Racordarea implică ziduri de sprijin suficient de lungi și adînci pentru a împiedica formarea de gradienți de infiltrație periculoși pentru stabilitatea stației prin afuierea terenului de fundație. În general însă, stațiile de prepompare au bazine de refulare amplaste la o oarecare distanță de clădirea stației. Aceste bazine reprezintă în general săpături de formă rectangulară cu taluzuri protejate corespunzător, uneori cu partea frontală formată dintr-un zid de sprijin.

Lățimea la fund a bazinului se calculează după formula:

$$L = nD + (n - 1)(0{,}50 \ldots 1{,}00)\,D + 2\,(0{,}50 \ldots 1{,}00)\ [\text{m}],$$

în care: $D$ este diametrul orificiului de ieșire a conductei de refulare;

$n$ — numărul conductelor de refulare care debușează în bazin.

Lungimea bazinului de refulare se poate lua în general egală cu $6\,h_{max}$, în care $h_{max}$ este adîncimea maximă a apei în bazin.

Pentru stații de pompare mari sînt necesare studii pe model.

La stațiile de pompare care refulează în emisar, bazinul de refulare trebuie tratat cu multă grijă din punct de vedere al rezistenței și stabilității, deoarece aceste bazine se amplasează de regulă în zona dig-mal care este inundabilă periodic, iar deteriorarea lor prin forța curentului apei, eroziunea valurilor sau scurgerea gheșurilor ar putea duce la periclitarea digului de apărare, lîngă care se află de obicei amplasate. În aceste condiții, bazinele de refulare se execută uneori din beton armat, formînd o cutie rigidă (fig. XX.45).

7.4.5. **Canalul de evacuare din zona dig-mal.** Au rolul de a asigura o scurgere dirijată a apei spre emisar. Funcționează în condiții grele. Protejarea lor integrală împotriva degradărilor și în special consolidarea malului emisarului în punctul de racord, reclamă lucrări grele și costisitoare și cu rezultate incerte. Ca urmare, în prezent se consideră suficientă o protejare a canalului cu pereu sau dale pe o lungime de cîteva zeci de metri începînd de la bazinul de refulare, pe restul traseului canalul lăsîndu-se neprotejat. La o distanță de cîțiva zeci de metri de albia minoră, se prevede un prag masiv care să oprească eventualele eroziuni care ar înainta din aval.

La exploatare, canalul trebuie ținut sub observație atentă și să i se asigure întreținerea necesară sau chiar corectări ale traseului proiectat, deoarece complexul de fenomene care pot apărea în timp, în condițiile speciale în care funcționează, nu pot fi îndeajuns prevăzute la proiectare.

## 7.5. INSTALAȚII ELECTRICE ȘI AUTOMATIZĂRI

7.5.1. **Instalații electrice.** Alimentarea cu energie electrică a stațiilor de pompare definitive pentru desecare se face, în prezent, aproape exclusiv din sistemul energetic național. Proiectul stației de pompare cuprinde numai instalațiile electrice de joasă tensiune începînd de la bornele transformatorului care realizează tensiunea de alimentare a motoarelor agregatelor de pompare.

Postul de transformare poate face corp comun cu stația, sau poate fi amplasat în clădire separată, în care caz legătura cu stația se face în general prin cabluri de alimentare. Postul de transformare amplasat în clădirea stației de pompare reprezintă

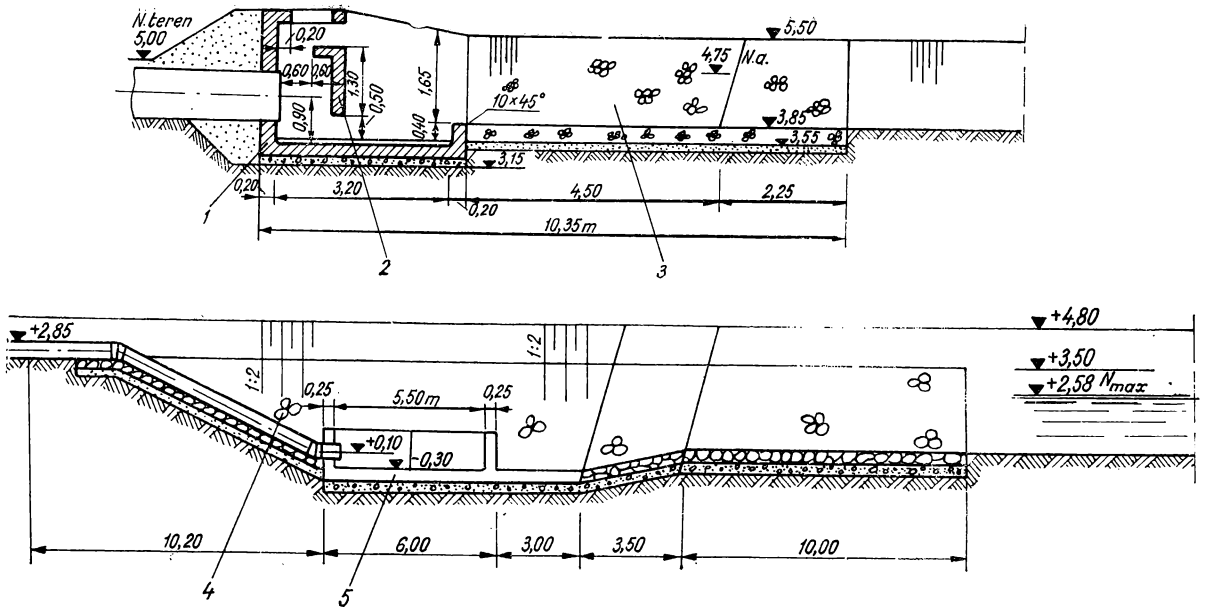



Fig. XX.45. Bazine de refulare din beton armat :

*1*, *2* — pereți, radier și timpan din beton armat ; *3* — pereu din piatră brută pe filtru invers ; *4* — pereu de piatră brută de 20 cm grosime rostuit, așezat pe un pat de balast de 15 cm grosime ; *5* — disipator din beton armat.

o soluție mai avantajoasă din punct de vedere economic, însă uneori, pentru a devansa execuția lucrărilor de alimentare cu energie electrică (care pot servi și pentru organizarea șantierului) se admite soluția cu post de transformare în clădire separată, mai ales cînd stația de pompare are radierul amplasat la mare adîncime, ceea ce necesită lucrări de fundație grele și de durată.

Stațiile de pompare pentru desecare nu sînt considerate consumatori vitali și, în consecință, nu necesită o dublă alimentare cu energie electrică, din punct de vedere al prescripțiilor MEE-E-28-62 încadrîndu-se în categoria *III* a consumatorilor care admit o întrerupere în alimentare, în caz de avarie, de pînă la 48 h.

Posturile de transformare sînt pevăzute cu manetă de acționare a întrerupătoarelor automate în afara lor, ceea ce permite și personalului stației de pompare să le manipuleze. Instalațiile auxiliare (iluminat, ventilație, epuisment etc.) sînt legate de obicei la un transformator auxiliar de 20—50 kVA, care să permită alimentarea acestora chiar și cînd agregatele de bază nu funcționează și cînd deci, transformatoarele principale sînt scoase de sub tensiune.

7.5.2. **Instalații de forță și lumină.** Instalațiile de forță sînt distincte în schemă pentru agregatele de bază și pentru cele auxiliare, avînd și legături separate. Ele sînt de tip închis la stațiile de pompare fără suprastructură și de tip deschis la cele cu suprastructură.

Pentru iluminatul electric se folosesc de regulă lămpi incandescente la tensiuni obișnuite, iar pentru iluminatul local se folosesc lămpi portative, pentru care în schemă trebuie prevăzute suficiente prize de tensiune redusă (12—24 V). Iluminatul de avarie nu este necesar decît la stațiille mari și unde sursa auxiliară este necesară și pentru alte scopuri (automatizare sau circuite secundare pentru celulele de înaltă tensiune).

7.5.3. **Automatizări, telesemnalizări, telecomenzi.** Stațiile de pompare pentru desecare pot fi prevăzute sau nu cu personal de exploatare. În general se prevăd fără personal de exploatare stațiile de prepompare care fiind în interiorul incintei desecate au posibilități mai grele de acces mai ales în perioada de ploi, adică tocmai atunci cînd trebuie să funcționeze. Din această cauză, în primul rînd trebuie automatizate aceste stații de prepompare; telecomanda, fiind mai costisitoare se folosește mai rar. În schimb, pe lîngă funcționarea automată ele trebuie să fie prevăzute cu un sistem de telesemnalizare care să permită transmiterea - de obicei la stația de pompare de bază pe care o deservesc — a unui minimum de informații care să permită supravegherea funcționării lor.

Stațiile de pompare de bază sînt în general prevăzute cu personal de exploatare și, din această cauză, automatizarea nu este obligatorie, ci reprezintă un supliment de măsuri de siguranță pentru buna și corecta funcționare. Costul automatizării acestor stații este relativ redus.

Automatizarea stațiilor de pompare pentru desecare se face după nivelurile de la aspirație (automatizarea *din amonte*). Numai la stațiile de prepompare este necesară și măsura prevederii blocajului în funcție de nivelul maxim din bazinul de refulare (automatizare *din aval*) și nu întotdeauna, ci numai atunci cînd din cauza condițiilor locale — cum ar fi o redusă capacitate de acumulare a canalului în care se refulează — ar exista pericolul ca în timpul unei avarii de o mai mare durată la stația de bază, funcționarea în continuare a stației de prepompare să producă inundarea stației de bază sau a altor obiective.

Automatizarea în funcție de niveluri se realizează prin relee de nivel de diverse tipuri (cu plutitori, cu electrozi etc.). În schemele de comandă automată, trebuie prevăzut un număr minim de aparatae și circuite care să asigure:

— succesiunea strictă a operațiilor necesare pornirii sau opririi agregatului de bază la un impuls de scurtă durată. De exemplu, la stațiile cu pompe verticale cu

ungere cu apă, releul de nivel trebuie mai întîi să comande pornirea pompei de ungere şi numai după ce aceasta realizează presiunea necesară la lagăre, să pornească motorul agregatului de bază; la oprire trebuie să se asigure succesiunea inversă;

— pregătirea pentru o nouă pornire automată a agregatului oprit mai înainte, schema trebuind să revină în poziţia iniţială după oprirea normală a funcţionării;

— posibilitatea schimbării ordinii de pornire a agregatului de bază în scopul realizării unei uzuri egale la toate agregatele;

— posibilitatea blocajului automat al pornirii în cazuri de avarie. De exemplu, în cazul în care staţia s-a oprit din cauza întreruperii energiei electrice, după repararea acestei avarii, este foarte posibil ca nivelul apei la aspiraţie să fi crescut într-atît încît releele de comandă a tuturor pompelor sau a mai multor pompe să fie în poziţie de declanşare; cum pornirea simultană a mai multor pompe este dăunătoare instalaţiilor de alimentare cu energie, preîntîmpinarea acestei situaţii trebuie să se realizeze automat prin blocaje corespunzătoare. În acest caz, agregatele se pornesc pe rînd, acţionate manual. De asemenea, blocajul automat trebuie prevăzut şi pentru cazurile în care la partea hidraulică sau mecanică s-a produs o defecţiune, de exemplu în cazul în care nu funcţionează circuitul de ungere al pompelor, sau cînd s-a spart o conductă de refulare.

Din cauza costului ridicat al legăturilor electrice de telesemnalizare, cablele respective trebuie să aibă un număr cît mai redus de fire, chiar dacă p.in aceasta nu realizează decît o informare foarte sumară. Este în general suficient să se transmită la staţia de bază sau la punctul dispecer informaţia *în funcţiune* şi *în repaus* a agregatului de bază, deoarece transmiterea de informaţii suplimentare asupra cauzelor nefuncţionării ridică mult costul telesemnalizării şi, în orice caz, trebuie să se deplaseze cineva la staţia respectivă pentru executarea remedierii şi repunerea în funcţiune.

# 8. EXECUŢIA ŞI EXPLOATAREA LUCRĂRILOR DE DESECARE

## 8.1. EXECUŢIA LUCRĂRILOR DE DESECARE

La realizarea reţelei de desecare, ponderea cea mai mare o au lucrările de terasamente. Execuţia lor comportă lucrări pregătitoare şi lucrări de bază.

8.1.1. **Lucrări pregătitoare.** 8.1.1.1. *Amplasarea lucrărilor pe teren.* Pornindu-se de la bornele planimetrice şi reperii de nivel din zonă, se fixează mai întîi axele principale ale canalelor prin balize sau jaloane, traseul identificat pichetîndu-se apoi prin ţăruşi situaţi la distanţe de 25 sau 50 m, în funcţie de orografia terenului şi mărimea canalului. Racordarea aliniamentelor în curbe se face prin metode expeditive, date fiind razele de curbură cu valori în general foarte mici.

În dreptul fiecărui ţăruş de pe ax se marchează, prin ţăruşi laterali, lăţimea la gură a canalelor, iar la cele mari şi lăţimea la fund, eventual şi înclinarea talazurilor prin şabloane (fig. XX.46).

8.1.1.2. *Pregătirea zonei de lucru.* Constă din defrişarea arborilor, arbuştilor, stufărişurilor etc. pe traseele canalelor, operaţie ce se execută de regulă mecanizat cu ajutorul plugurilor de defrişat, scarificatoarelor, greblelor mecanice etc., lucrări de epuismente pentru scurgerea apelor (şanţuri de evacuare), lucrări de nivelare în vederea executării drenajului închis în situaţia cînd utilajele folosite nu sînt prevăzute cu dispozitive de

reglare a adîncimii, precum și orice alte operații de îndepărtare a obstacolelor de pe amplasamentul lucrărilor.

8.1.2. **Lucrări de bază.** Execuția canalelor deschise comportă operațiile de săpare a terasamentelor, finisarea secțiunii, împrăștiere sau sistematizarea pămîntului excavat. Lucrările se execută mecanizat sau manual.

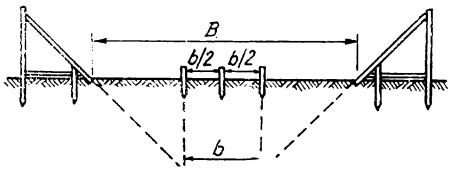



Fig. XX.46. Materializarea secțiunii canalelor deschise.

Săpăturile mecanizate se execută cu ajutorul mașinilor de săpat cu utilizare generală (excavatoare de diverse tipuri iar în unele cazuri screpere) sau utilaje speciale de săpat canale.

Excavatoarele cu una sau mai multe cupe se folosesc obișnuit la săparea canalelor cu secțiuni mijlocii și mari, excavînd atît în pămînt uscat, cît și sub nivelul apei freatice.

Săparea canalelor cu secțiuni mari în terenuri mocirloase sau sub apă se poate realiza și cu ajutorul drăgilor refulante ori cu cupe.

Pentru săparea șanțurilor și canalelor cu secțiuni mici, se utilizează o serie de utilaje speciale cu productivitate ridicată, de diferite tipuri, cum sînt plugurile de săpat canale sau săpătoarele de șanțuri cu mai multe cupe ori cu freză.

În cazul canalelor cu secțiuni mari, care se execută în uscat, săparea terasamentelor se realizează uneori cu screperul, care are avantajul de a transporta totodată materialul la locul de depozitare. Uneori se realizează o schemă combinată, folosind screperul pentru deschiderea secțiunii și excavatorul pentru partea inferioară a canalului.

Cu excepția canalelor executate cu screperul, pămîntul rezultat din săpătură se depozitează în vecinătate, împrăștiindu-se apoi pe terenul din zonă cu ajutorul buldozerelor.

La execuția corectă a canalelor de desecare, trebuie avut în vedere, în deosebi, următoarele:

— folosirea unor utilaje cu caracteristici corespunzătoare secțiunii canalelor respective și condițiilor geotehnice și de umiditate, asigurînd în acest fel o productivitate mare a utilajelor și eliminînd în cea mai mare măsură lucrările de finisare;

— depozitarea pămîntului să se facă cît mai departe de gura canalului, pentru a se evita prăbușirea taluzurilor ca urmare a suprasarcinilor ce iau naștere sau scurgerea pămîntului în canal pe timpul ploilor; pămîntul excavat trebuie, în general, împrăștiat în straturi nu mai groase de 10—20 cm, pentru a nu scoate din cultură terenul și a nu stînjeni exploatarea agricolă.

— în cazul în care terasamentul excavat nu poate fi împrăștiat între gura canalului și piciorul depozitului, trebuie lăsată o bermă de cel puțin 1—2 m. În asemenea situații, depozitele se întrerup în locurile joase, pentru a permite scurgerea apelor de pe teren spre canal, sau se străpung cu conducte de evacuare, cu deosebire atunci cînd se amenajează ca drumuri de exploatare.

Execuția rețelei de canale trebuie începută de la canale de ordin superior (colectoare), la cele de ordin inferior (rețea de regularizare) și din aval spre amonte.

Deosebită grijă comportă executarea drenajului închis, pentru a se asigura adîncimea şi panta proiectată a şanţurilor, corecta aşezare a tuburilor şi filtrului (acolo unde este prevăzut), închiderea îngrijită a şanţurilor cînd operaţiile de săpare a şanţului şi de aşezare a tuburilor se execută independent, săparea se execută din aval spre amonte, iar aşezarea tuburilor din amonte spre aval. Combinele moderne de drenaj asigură mecanizarea practic totală a execuţiei drenajului închis, realizînd concomitent : săparea şanţurilor cu reglarea automată a adîncimii, pozarea tuburilor cu diametre sub 20 cm şi aşezarea materialului filtrant.

Răspîndire mai mare au maşinile olandeze cu lanţ fără sfîrşit, cu cuţite (fig. XX.47), caracterizate prin : deplasarea pe şenile ; adîncimea tranşeei pînă la 2,50—3,00 m şi lărgimea de 0,20—0,25 m ; aşezarea drenurilor simultan cu săparea tranşeei ; posibilitatea de a regla adîncimea săpăturii în timpul deplasării pentru a realiza o pantă continuă a fundului tranşeei, indiferent de panta şi ondulaţiile suprafeţei terenului.

Maşina de drenaj lucrează cu un personal de 5 muncitori. Umplerea şanţului se face de regulă după zvîntarea pămîntului excavat, cu maşini prevăzute cu şnecuri sau lame de buldozer.

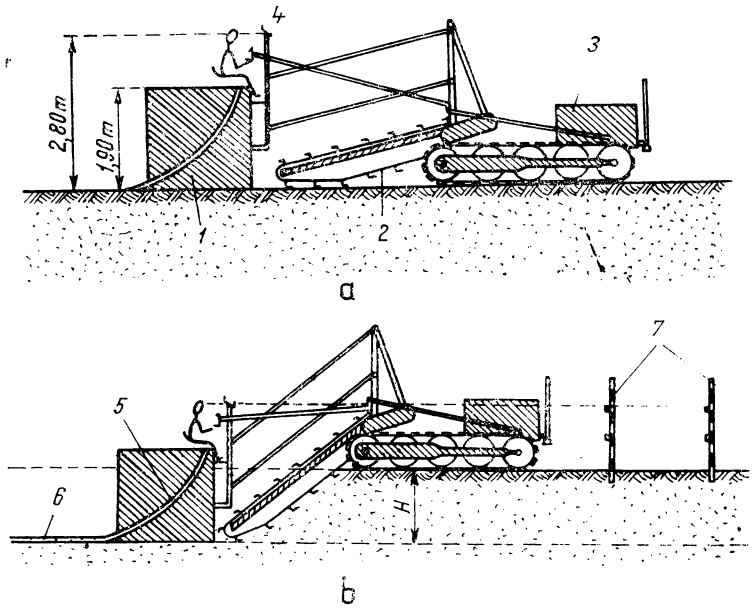



Fig. XX.47. Maşină de drenaj (schemă):

*a* — în repaus ; *b* — în poziţie de lucru ; *1* — dispozitiv de pozare a tuburilor ; *2* — mecanism de săpat ; *3* — tractor ; *4* — mîră ; *5* — jgheab de ghidaj pentru lansarea tuburilor ; *6* — tuburi ceramice ; *7* — plăci de orientare.

## 8.2. EXPLOATAREA ȘI ÎNTREȚINEREA LUCRĂRILOR DE DESECARE

8.2.1. **Exploatarea lucrărilor.** Funcționarea în bune condițiuni a unui sistem de desecare este condiționată de o exploatare corectă. Sarcina principală a organelor de exploatare constă în reglarea scurgerii apei, prin rețeaua de canale, pe baza planului de exploatare, astfel încît să se prevină inundarea și înmlăștinarea terenurilor, ținînd o evidență strictă a debitelor evacuate, nivelurilor critice de comandă, perioadelor de evacuare etc. În acest scop, sistemul de desecare trebuie dotat cu instalații de control (mire, apometre etc.) precum și cu lucrări anexe și clădiri pentru personalul de deservire (cantoane, drumuri de exploatare, instalații de telecomunicații etc.).

Cantoanele se amplasează în general pe locurile mai ridicate, în apropierea lucrărilor ce necesită o supraveghere atentă (stații de pompare, noduri hidrotehnice etc.) Numărul și repartizarea lor variază în raport cu forma și mărimea suprafeței desecate. Densitatea rețelei de canale și condițiile speciale de întreținere-exploatare.

Drumurile de exploatare se amplasează ținînd seama de sistematizarea teritoriului respectiv, pe cît posibil în lungul colectoarelor principale, folosind de regulă la realizarea acestor drumuri terasamentele rezultate din săparea canalelor. Ele trebuie să asigure legătura dintre principalele construcții și instalații prevăzute în cadrul sistemului de desecare, precum și legătura cu centrele populate învecinate.

8.2.2. **Întreținerea lucrărilor.** Prevenirea și remedierea diferitelor avarii ale rețelei de canale, ale construcțiilor hidrotehnice și instalațiilor, necesită o acțiune permanentă și sistematică de întreținere, fără de care, fiind supuse permanent acțiunii distructive a diverșilor factori naturali și artificiali, se degradează rapid.

Întreținerea sistemelor de desecare urmărește următoarele obiective principale:

— menținerea secțiunii de scurgere a rețelei de canale la forma și dimensiunile proiectate;

— curățirea de vegetație a canalelor și emisarilor și înlăturarea obstacolelor accidentale;

— asigurarea funcționării normale a construcțiilor hidrotehnice de pe rețeaua de canale și a instalațiilor de pompare.

Natura lucrărilor de întreținere și termenele calendaristice orientative sînt următoarele:

| Natura lucrărilor | Termenele de execuție |
|---|---|
| Paza, supravegherea și întreținerea rețelelor | În tot timpul anului, în deosebi după topirea zăpezilor și înaintea perioadelor de ploi abundente |
| Pregătirea sistemelor pentru trecerea apelor mari de primăvară | A doua jumătate a lunii februarie pînă în prima jumătate a lunii aprilie (mai devreme în vestul și sudul țării, unde desprimăvărarea este mai timpurie) |
| Pregătirea sistemelor pentru trecerea viiturilor de vară | Pînă la jumătatea lunii iunie |
| Curățirea canalelor și construcțiilor hidrotehnice după trecerea viiturilor | Mai — iunie |
| Curățirea taluzurilor și fundului canalelor de vegetații și de aluviuni | A doua jumătate a lunilor mai și august |
| Pregătirea materialelor în vederea execuției reparațiilor și realizarea acestora | Întreg anul, în afara perioadelor de viituri |
| Reparația drumurilor | Iunie și iulie |

Din punctul de vedere al importanței lucrărilor de întreținere, acestea se pot grupa astfel:

Lucrări de întreținere curentă se execută o dată sau de mai multe ori pe an și constau din:

— curățirea vegetației ierboase;
— repararea degradărilor ușoare ale taluzurilor;
— curățirea aluviunilor, gunoaielor, înlăturarea obstacolelor;
— întărirea lucrărilor de consolidare;
— întreținerea construcțiilor hidrotehnice;
— verificarea funcționării instalațiilor de pompare.

Lucrările de întreținere periodică se execută o dată la mai mulți ani și constau din despotmoliri ușoare ale canalelor, curățirea radicală a vegetației de pe canale, repararea construcțiilor hidrotehnice și a consolidărilor, refacerea înierbărilor, repararea clădirilor.

Reparații capitale se execută la intervale mari de timp, stabilite prin normative, în funcție de durata de existență a lucrărilor respective.

Cu ocazia efectuării reparațiilor capitale, întreg sistemul de desecare se redimensionează, în funcție de prevederile proiectului inițial, aducîndu-i-se eventuale adaptări și completări, potrivit cu modificările survenite între timp și ținînd seama de experiența exploatării.

## BIBLIOGRAFIE

1. Boeru, S., *Ameliorații agricole.* București, Editura Agrosilvică, 1961.
2. Boeru, S. și Mândru, R. *Ameliorarea terenurilor inundabile și mlăștinoase.* București, Editura Agrosilvică, 1958.
3. Hareț, C. și Stanciu, I. *Raport tehnico-științific asupra simpozionului privind drenajul agricol de la Praga, 7—12 octombrie, 1965.* București, C.S.A., 1965.
4. Kosteacov, N. A. *Bazele Ameliorației* (trad. din l. rusă). București, I.D.T., 1954.
5. Mândru, R. și Ioaniţoaia, H. *Hidrologie ameliorativă.* București, Editura Agrosilvică, 1962.
6. Molen, W. H. *Drainage for salinity control.* Wageningen, The Netherlands, 1965.
7. Obrejanu, Gr. și Maianu, Al., *Pedologie ameliorativă.* București, Editura Agrosilvică, 1966.
8. Roe, H. B. și Ayres, Q. C. *Engineering for agricultural drainage.* New York, Ed. Mc. Graw-Hill, 1954.
9. Sava, I. și Wehry, A. *Hidroameliorații.* București, Editura Didactică și Pedagogică, 1967.

# SECȚIUNEA XXI

# IRIGAȚII

Ing. **E. Sârbu**
Ing. **M. Botzan**
Ing. **D. Vlădescu**
Ing. **A. Hareț**

**CUPRINS**


1. Generalităţi (Ing. D. Vlădescu) . . . . . 637
   1.1. Necesitatea irigaţiei . . . . . 637
   1.2. Funcţiile irigaţiei . . . . . 639
   1.3. Sistemul de irigaţie . . . . . 640
2. Regimul de irigaţie (Ing. M. Botzan) . . . . . 640
   2.1. Relaţiile dintre sol şi apă . . . . . 642
   2.2. Relaţiile dintre sol, apă şi plantă . . . . . 643
   2.3. Bilanţul apei din solul irigat . . . . . 645
   2.4. Norma de irigaţie . . . . . 646
   2.5. Norma de udare . . . . . 648
   2.6. Proiectarea regimului de irigaţie prin metoda bilanţului . . . . . 650
3. Apa de irigaţie (Ing. M. Botzan) . . . . . 653
   3.1. Sursele de apă pentru irigaţii . . . . . 654
   3.2. Indicii de calitate ai apei de irigaţie . . . . . 655
4. Metode de udare (Ing. M. Botzan) . . . . . 656
   4.1. Criterii de alegere a metodei de udare . . . . . 656
   4.2. Udarea prin submersiune . . . . . 658
   4.3. Udarea prin scurgere la suprafaţă . . . . . 659
   4.4. Udarea prin aspersiune . . . . . 663
   4.5. Udarea subterană . . . . . 667
5. Tipuri de amenajări şi principii generale de proiectare (Ing. E. Sârbu) . . . . 667
   5.1. Clasificare . . . . . 667
   5.2. Amenajări cu canale sau jghiaburi pentru udarea prin scurgere la suprafaţă . . . . . 669
   5.3. Amenajări cu canale sau jgheaburi pentru udarea prin aspersiune. . 671
   5.4. Amenajări cu conducte de joasă presiune pentru udarea prin scurgere la suprafaţă . . . . . 672
   5.5. Amenajări cu conducte de joasă presiune pentru udarea prin aspersiune 673
   5.6. Amenajări cu conducte de înaltă presiune pentru udarea prin aspersiune . . . . . 674
6. Reţele de distribuţie (Ing. E. Sârbu) . . . . . 675
   6.1. Reţea cu canale deschise . . . . . 676
   6.2. Reţea cu conducte sub presiune . . . . . 686
7. Staţii de pompare (Ing. A. Hareţ) . . . . . 695
   7.1. Clasificare . . . . . 695
   7.2. Nodul hidrotehnic al staţiei de pompare . . . . . 699
   7.3. Prizele staţiilor de pompare . . . . . 700
   7.4. Echipamentul hidromecanic de bază . . . . . 700

7.5 Instalații auxiliare . . . . . 702
7.6. Conducte și armături . . . . . 703
7.7. Construcția stației de pompare . . . . . 704
7.8. Stații de pompare plutitoare . . . . . 707
7.9. Automatizări . . . . . 708
7.10. Particularitățile stațiilor de punere sub presiune . . . . . 708
8. Amenajări cu caracter special (Ing. M. Botzan) . . . . . 709
8.1. Irigații din surse locale . . . . . 709
8.2. Irigații cu ape uzate . . . . . 710
8.3. Irigații pentru ameliorarea sărăturilor . . . . . 712
9. Proiectarea irigației (Ing. D. Vlădescu) . . . . . 713
9.1. Studii pentru proiectare . . . . . 713
9.2. Etapele proiectării și conținutului proiectului de irigație . . . . . 715
10. Exploatarea și întreținerea sistemelor de irigație (Ing. M. Botzan) . . . . . 716
10.1. Organizarea aplicării udărilor . . . . . 717
10.2. Organizarea exploatării sistemului . . . . . 718
10.3. Întreținerea sistemului . . . . . 719
11. Exemple de lucrări de irigație în Republica Socialistă România (Ing. D. Vlădescu) . . . . . 720
11.1. Sistemul Carasu . . . . . 720
11.2. Sistemul Calafat-Băileşti . . . . . 722
11.3. Sistemul Pietroiu-Ştefan cel Mare . . . . . 723
11.4. Sistemul Terasa Brăilei . . . . . 724
*Bibliografie* . . . . . 725

# 1. GENERALITĂȚI

## 1.1. NECESITATEA IRIGAȚIEI

În agricultura țării noastre, seceta constituie un factor natural deosebit de dăunător: În regiunile de cîmpie și coline se manifestă la majoritatea culturilor agricole printr-un deficit de umiditate sau o repartizare nefavorabilă a precipitațiilor în raport cu cerințele culturilor. Totodată temperaturile ridicate din cursul verii și vînturile sporesc evapotranspirația.

Din punct de vedere climatic se diferențiază o zonă puternic secetoasă în sudul și estul țării (Cîmpia Dunării, Dobrogea și Moldova), zonă în care anii secetoși au o frecvență mai mare de 50%. În cursul perioadei de vegetație se întîlnesc intervale complet lipsite de ploi de 20—30 zile, atingînd în anii foarte secetoși 3—4 luni.

Înlăturarea consecințelor dăunătoare ale secetei în zona secetoasă este posibilă prin aplicarea irigațiilor. Practica agricolă a arătat că și în cuprinsul zonelor subumede și umede ale țării se manifestă periodic un deficit de umiditate pentru majoritatea culturilor agricole, făcînd utilă intervenția irigației mai ales în lunile iulie și august.

*Posibilitățile* de irigare sub aspectul cadrului natural și al condițiilor social-economice sînt relativ avantajoase în țara noastră. Există o rețea hidrografică destul de bogată, cu posibilități relativ ușoare de aducere a apei, întinse suprafețe agricole cu soluri fertile și relief potrivit, precum și o serie de alți factori importanți care acționează favorabil asupra dezvoltării irigațiilor și anume o agriculturà cooperativizată, existența unui puternic sector agricol de stat și dezvoltarea industriei pentru materiale de construcție și utilaje necesare amenajărilor de irigații.

Studiile întreprinse în cadrul planurilor de dezvoltare a agriculturii și de amenajare a resurselor de apă ale Republicii Socialiste România au arătat că este posibil din punct de vedere tehnic să se introducă irigația pe o suprafață de circa 7 400 000 ha (50% din suprafața agricolă), iar din aceasta prezintă condiții economice avantajoase o suprafață de circa 5 300 000 ha (36% din suprafața agricolă, fig. XXI.1).

În cadrul acestei suprafețe în primul rînd se cuprind teritoriile agricole irigabile cu apă din Dunăre, situate în zona cea mai secetoasă din sudul și sud-estul țării. Aceste teritorii însumează aproape 2 000 000 ha, apa de irigație asigurîndu-se din Dunăre, prin pompare, la înălțimi de 10—100 m.

Spre deosebire de Dunăre, celelalte cursuri de apă din Republica Socialistă România au un regim de scurgere torențial, din care cauză, în situația naturală, ele pot asigura cu apă irigarea numai a 1 000 000 ha. În vederea alimentării cu apă și a restului de terenuri agricole, prin planurile de amenajare a cursurilor de apă din Republica Socialistă România, s-a prevăzut executarea de acumulări de mare capacitate, pe principalele rîuri, folosind apă pentru irigații, hidroenergie, alimentarea cu apă a localităților și industriilor și pentru combaterea inundațiilor.

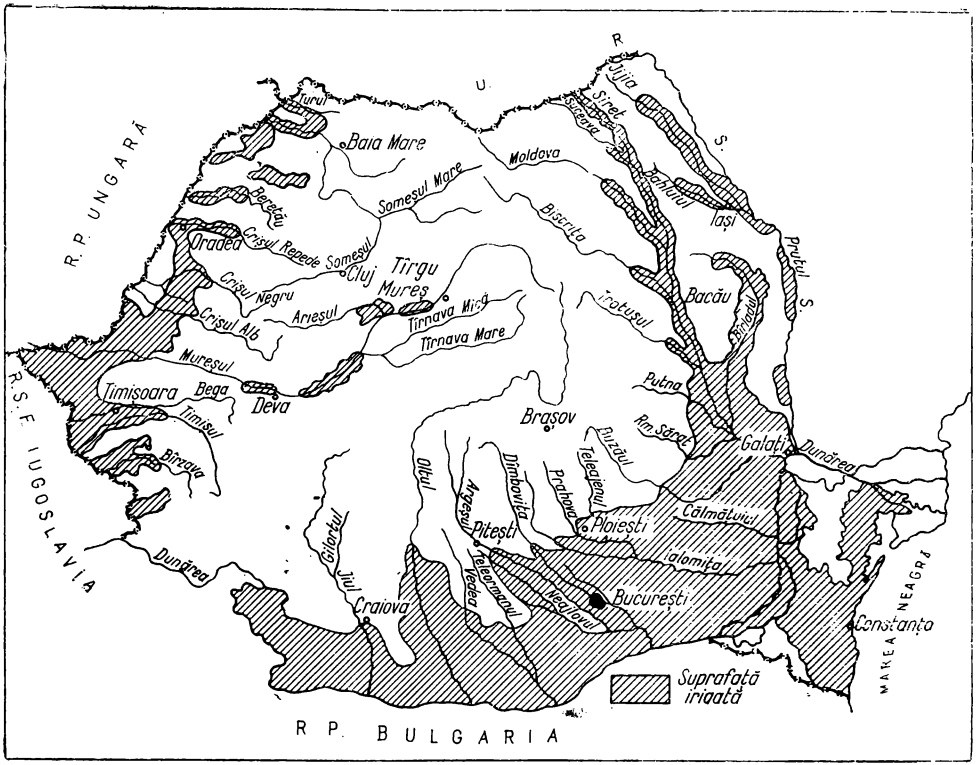



Fig. XXI. 1. Suprafața irigabilă din Republica Socialistă România.

Repartizarea pe bazine hidrografice a potențialului economic irigabil din Republica Socialistă România se prezintă în tabelului XXI.1.

*Tabelul XXI. 1*

**Potențialul economic irigabil din Republica Socialistă România**

| Bazinul sau spațiul hidrografic | Potențialul economic irigabil, ha | Bazinul sau spațiul hidrografic | Potențialul economic irigabil, ha |
|---|---|---|---|
| Crișuri — Someș — Tisa | 370 000 | Argeș | 350 000 |
| Mureș | 226 000 | Ialomița | 402 000 |
| Banat | 220 000 | Siret | 740 000 |
| Cerna — Jiu | 100 000 | Prut | 190 000 |
| Olt | 361 000 | Dunăre — Dobrogea | 2 000 000 |
| Vedea | 118 000 | Diverse surse | 288 000 |
| | | Total | 5 365 000 |

Pînă în anul 1944, suprafața irigată era de circa 15 000 ha, formată din grădini de legume și orezării, cu lucrări de amenajare rudimentare, exploatate irațional. Condițiile social economice create după această dată în țara noastră au permis ca suprafața amenajată să ajungă în anul 1965 la circa 230 000 ha.

Avînd în vedere suprafețele mari care reclamă irigarea și condițiile favorabile care există pentru realizarea amenajărilor respective, pentru perioada anului 1966—1970 s-a prevăzut executarea unui vast program de irigație.

S-au ales pentru această primă etapă în deosebi perimetrele irigabile situate în zona cea mai secetoasă din sudul și sud-estul țării și în primul rînd cele cuprinse în marile sisteme alimentate cu apă din Dunăre. Astfel, peste 250 000 ha sînt cuprinse în șase sisteme cu captarea din Dunăre: Carasu-Dobrogea, Terasa Brăilei, Pietroiu-Ștefan cel Mare, Jegălia, Gălățui-Călărași, Calafat-Băilești. Aceste sisteme urmează a se extinde, în continuare, după anul 1970.

## 1.2. FUNCȚIILE IRIGAȚIEI

Scopul principal al irigației este completarea deficitului de umiditate din sol, atît pe terenurile situate în zone secetoase, cît și în regiuni mai puțin secetoase, însă cu o distribuție nefavorabilă a precipitațiilor în timpul perioadei de vegetație, dar pot avea și alte funcțiuni în agricultură.

După scopul urmărit, irigațiile pot fi:

— *de umectare*, care completează deficitul de umiditate al solului în timpul perioadei de vegetație;

— *de aprozivionare*, care asigură o parte din cantitatea de apă necesară culturilor agricole. prin înmagazinare în sol, înainte de perioada de vegetație;

— *de spălare*, care urmăresc înlăturarea din sol a sărurilor dăunătoare dezvoltării plantelor;

— *de fertilizare*, cu ajutorul cărora se încorporează în sol îngrășămintele necesare culturilor agricole;

— *termoregulatoare*, care au drept scop apărarea plantelor de temperaturile coborîte și chiar de îngheț iar în alte cazuri încălzirea solului cînd acesta este prea rece;

— *de maturare a fructelor*, care asigură accelerarea procesului de maturare sau *irigația de pigmentare* care dă posibilitatea de a colora fructele, dîndu-le un aspect atrăgător.

### 1.3 SISTEMUL DE IRIGAȚIE

Sistemul de irigație este complexul de lucrări și amenajări cu ajutorul cărora se captează debitele din sursa de apă, se transportă și se distribuie apa pe teren; totodată se asigură colectarea și evacuarea excesului de apă din terenurile amenajate.

Elementele componente ale sistemului de irigație sînt în principiu următoarele:

— nodul de captare (priza), care are rolul de a capta apa și a o conduce în canalul principal de aducțiune. În funcție de situația terenurilor de irigat față de sursa de apă, captarea poate fi gravitațională sau prin pompare. În anumite situații, lucrările de captare sînt completate cu lucrări de regularizare a debitului sau de îmbunătățire a calității apei;

— rețeaua de transport a apei, care se compune din canale, jgheaburi sau conducte cu caracter permanent și anume:

— canalul sau conducta principală de aducțiune (canalul sau conducta magistrală în cazul sistemelor mari), care are rolul de a conduce apa de la nodul de captare în elementele distribuitoare principale;

— rețeaua de distribuție formată din canale sau conducte distribuitoare principale, distribuitoare secundare și distribuitoare de sector, care au rolul de a conduce apa în cadrul fiecărui sector irigat; poate fi compusă din canale de pămînt deschise, parțial sau total impermeabilizate, din jgheaburi de beton, sau din conducte îngropate (beton, azbociment, P.V.C., metalice). În cazul unor terenuri denivelate pentru conducerea apei se prevăd stații de repompare, iar în situația irigațiilor prin conducte îngropate se folosesc stații de pompare de punere sub presiune;

— lucrările de amenajare interioară, care sînt diferențiate în funcție de metoda de udare, putînd consta din conducte sub presiune, fixe sau transportabile, elemente de pămînt (canale provizorii, rigole, brazde sau fîșii) sau parcele submersibile în cazul orezăriilor;

— rețeaua de colectare și evacuare a apei în surplus, care se compune din canale colectoare de sector, canale colectoare secundare, canale colectoare principale. Densitatea acestei rețele este diferită de la un sistem de irigații la altul, în funcție de mărimea surplusului de apă ce trebuie evacuat;

— construcții și instalații anexe ca: stăvilare, poduri și podețe, sifoane, apeducte și căderi, amplasate pe rețeaua de aducțiune și de evacuare, instalații pentru măsurarea debitelor și lucrări pentru întreținerea și exploatarea sistemelor de irigație, ca de exemplu drumurile de acces, instalații pentru telecomunicație, sedii și cantoane pentru supraveghere etc.

## 2. REGIMUL DE IRIGAȚIE

Problema inițială pentru irigarea culturilor este cunoașterea proprietăților solului care condiționează relațiile sale cu apa. A doua problemă de bază constă din stabilirea plafonului minim al umidității solului, ce oglindește relația complexă sol-apă-plantă; acest plafon determină momentul aplicării udărilor.

Regimul de irigație al unei culturi este o noțiune complexă, ce include caracterizarea momentului udării, a normei de udare și a normei de irigație. Se diferențiază după cultură, după zona climatică și condițiile climatice anuale, după sol și condițiile hidrogeologice, după nivelul agrotehnicei și condițiile economice.

Bilanțul apei din solul irigat este rezultanta interacțiunii ansamblului de factori ce condiționează regimul de irigație. Cunoașterea acestui bilanț permite calculul și proiectarea regimului de irigație al culturilor.

*Tabelul XXI.2*

**Constantele hidrofizice ale unor grupuri de soluri din sudul Republicii Socialiste România**

| Soluri | Adîncimea m | $G_v$ t/m³ | $c_0$ | | $C$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | % | m³/ha | % | m³/ha |
| **Soluri zonale** | | | | | | |
| Cernoziomuri (lutonisipoase-lutoase) | 0—0,50 | 1,26 | 9,90 | 630 | 24,70 | 1 560 |
| | 0—1,00 | 1,26 | 9,50 | 1 220 | 24,70 | 2 980 |
| | 0—1,50 | 1,26 | 9,00 | 1 860 | 22,90 | 4 430 |
| Cernoziomuri levigate (lutoase-lutoargiloase) | 0—0,50 | 1,34 | 12,00 | 800 | 24,00 | 1 610 |
| | 0—1,00 | 1,36 | 12,50 | 1 700 | 23,10 | 3 140 |
| | 0—1,50 | 1,36 | 12,20 | 2 510 | 22,20 | 4 610 |
| Soluri brun-roşcate de pădure (lutoargiloase) | 0—0,50 | 1,39 | 11,90 | 810 | 23,70 | 1 640 |
| | 0—1,00 | 1,44 | 13,80 | 1 970 | 23,00 | 3 320 |
| | 0—1,50 | 1,46 | 14,10 | 3 060 | 22,50 | 4 900 |
| Soluri brune de pădure (lutoargiloase) | 0—0,50 | 1,35 | 14,90 | 1 010 | 29,80 | 1 970 |
| | 0—1,00 | 1,35 | 17,40 | 2 280 | 30,80 | 4 130 |
| | 0—1,50 | 1,36 | 18,00 | 3 690 | 29,80 | 6 070 |
| **Soluri de dune (nisip mijlociu-nisp fin)** | | | | | | |
| Nisipuri de dune semimobile (pe stînga Jiului) | 0—0,50 | 1,54 | 1,70 | 130 | 10,20 | 790 |
| | 0—1,00 | 1,55 | 2,00 | 310 | 10,50 | 1 630 |
| | 0—1,50 | 1,55 | 2,00 | 470 | 10,80 | 2 520 |
| Cernoziomuri levigate (pe dreapta Călmăţuiului) | 0—0,50 | 1,44 | 6,80 | 490 | 20,10 | 1 440 |
| | 0—1,00 | 1,44 | 6,60 | 960 | 16,70 | 2 400 |
| | 0—1,50 | 1,44 | 5,70 | 1 270 | 15,10 | 3 360 |
| **Soluri aluviale** | 0—0,50 | 1,34 | 5,50 | 370 | 21,10 | 1 420 |
| Nisipoase şi nisipolutoase | 0—1,00 | 1,34 | 4,90 | 640 | 19,50 | 2 560 |
| | 0—1,50 | 1,34 | 5,20 | 1 050 | 19,60 | 3 950 |
| | 0—0,50 | 1,30 | 8,10 | 530 | 23,90 | 1 550 |
| Lutonisipoase şi lutoase | 0—1,00 | 1,31 | 8,00 | 1 050 | 29,20 | 2 900 |
| | 0—1,50 | 1,31 | 8,90 | 1 750 | 24,00 | 4 730 |
| | 0—0,50 | 1,31 | 13,50 | 870 | 29,30 | 1 890 |
| Lutoargiloase | 0—1,00 | 1,33 | 14,60 | 1 940 | 27,90 | 3 720 |
| | 0—1,50 | 1,34 | 13,60 | 2 730 | 27,30 | 5 480 |

## 2.1. RELAȚIILE DINTRE SOL ȘI APĂ

Relațiile dintre sol și apă se exprimă prin modificările în conținutul de umiditate al solului (regimul de umiditate al solului). Proprietățile solului în raport cu apa sînt determinate de relația dintre *forțele de adsorbție, capilaritate* și *gravitație*, intervenind uneori și *presiunea osmotică* sau *presiunea hidrostatică*.

Diferitele proprietăți ale solului în raport cu apa și diferitele trepte ale capacității de reținere a apei în sol se măsoară și se exprimă cantitativ prin așa numitele *constante hidrofizice* ale solului. Cele mai semnificative pentru irigație sînt coeficientul de ofilire $c_0$ și capacitatea de cîmp pentru apă $C$, ce determină capacitatea de înmagazinare pentru apă utilă a solului $C - c_0$ (tabelul XXI.2).

Pentru transformarea *proviziei momentană de apă* a solului $x$, în procente raportate la 100 g sol uscat, într-o valoare care să exprime apa în m³/ha ($X$), conținută în prisma de sol de suprafață 1 ha și înălțime $H$ (adîncime orizontului de sol considerat, în m), se folosește relația (XXI.1), în care $G_v$ este greutatea volumetrică :

$$X = 10\,000\ H G_v \frac{x}{100} = 100\ H\ G_v\ x. \qquad \text{(XXI.1)}$$

## 2.2. RELAȚIILE DINTRE SOL, APĂ ȘI PLANTĂ

**2.2.1. Accesibilitatea apei din sol pentru plante.** Intervalul de conținut de umiditate dintre coeficientul de ofilire $c_0$ și capacitatea de cîmp pentru apă $C$, ce reprezintă capacitatea de înmagazinare a solului pentru apă accesibilă plantelor, se mai numește intervalul umidității active $C - c_0$. Această valoare diferă cu solul și mai ales diferă cu conținutul de argilă fizică. Raportul procentual $k_c$ numit coeficientul capacității active se calculează cu relația (XXI.2), (tabelul XXI.3) :

$$k_c = \frac{C - c_0}{C} 100. \qquad \text{(XXI.2)}$$

*Tabelul XXI.3*

**Plafonul minim $p_{min}$ și coeficientul capacității active $k_c$ al unor soluri caracteristice**

| Solul | Grupa texturală | $k_c$ % | $p_{min}$ | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Fracție | C % | Umiditatea din sol uscat % |
| Cernoziom, format pe nisip de dune | Ușor | 75 | $c_0 + \frac{1}{3}(C - c_0)$ | 50 | 10 |
| Cernoziom castaniu format pe loess | Mediu | 56 | $c_0 + \frac{1}{2}(C - c_0)$ | 72 | 18 |
| Sol brun-roșcat de pădure, pe loess | Greu | 44 | $c_0 + \frac{2}{3}(C - c_0)$ | 86 | 20,5 |

În concepția modernă, accesibilitatea apei din sol se exprimă energetic cu ajutorul noțiunii *pF*, ce este logaritmul forței de sucțiune :

$$pF = \log \psi. \qquad \text{(XXI.3)}$$

Corelația între sucțiune (tensiunea umidității, respectiv potențialul umidității solului), exprimată prin *pF* și umiditatea solului, se schimbă mult cu textura. Curbele schematice din fig. XXI.2 arată că la același conținut de umiditate, valoarea *pF* crește de la soluri nisipoase spre cele argiloase. În fig. XXI.2, atît coefcicientul de ofilirea cît și

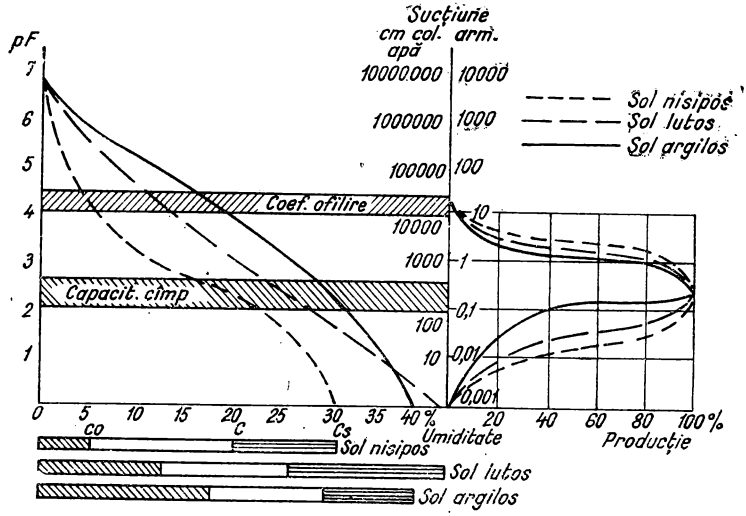



Fig. XXI.2. Schema corelației *pF*-umiditatea solului și *pF*-producția agricolă pentru trei categorii texturale de sol.

capacitatea de cîmp pentru apă sînt indicate prin valori limită. Practic se iau însă valorile medii *pF* 4,20 (15 at) pentru coeficientul de ofilire și *pF* 2,30 (0,38 at) pentru capacitatea de cîmp. În partea dreaptă a figurii se dă o schemă a corelației *pF* — producție, de asemenea diferită după textura solului.

**2.2.2. Plafonul minim al umidității solului necesar culturilor irigate.** Umiditatea solului cuprinsă în intervalul umidității active este în mod diferit accesibilă plantelor. În acest interval se distinge deasupra coeficientului de ofilire un plafon minim $p_{min}$, ce delimitează deasupra sa domeniul umidității optime pentru plante.

Valoarea plafonului minim variază cu textura solului. Pentru scopuri practice se pot folosi indicațiile schematice din tabelul XXI.3, în care plafonul minim se exprimă ca fracție din intervalul umidității active, în procente din capacitatea de cîmp și în procente de umiditate (raportate la 100 g sol uscat).

**2.2.3. Consumul apei din sol de către culturile irigate.** Prin consumul total al apei din sol $\Sigma (e + t)$, echivalînd în condiții de irigație cu evapotranspirația potențială, se

înțelege totalul apei ieșite din sol, atît prin pierderi neproductive datorite evaporației de la suprafața solului $e$, cît și prin transpirația productivă prin plante $t$, într-un anumit interval de timp. În tabelul XXI.4 se dă consumul mediu pe perioada de vegetație, la principalele culturi de cîmp irigate, pe zone pedoclimatice.

*Tabelul XXI.4*

**Consumul mediu de apă pe zone pedoclimatice, în m³/ha**

| Cultura | Stepă uscată | Stepă moderată | Silvostepă | Tranziție la zona forestieră |
|---|---|---|---|---|
| Porumb | 5 130 | 6 000 | 5 690 | 5 910 |
| Sfeclă de zahăr | 7 070 | — | 6 840 | 6 570 |
| Cartofi tîrzii | 5 170 | 7 010 | — | 7 290 |
| Cartofi timpurii | — | 3 600 | — | 4 020 |
| Fasole | 3 960 | 4 030 | 5 140 | 4 440 |
| Grîu de toamnă | 4 960 | 5 500 | — | 5 050 |
| Lucernă | — | 8 240 | 7 120 | 7 580 |

La proiectarea regimului de irigație se folosește curent consumul total zilnic $e + t$, exprimat în m³/ha·zi. Pentru exemplificare, în fig. XXI.3 se dă dinamica consumului

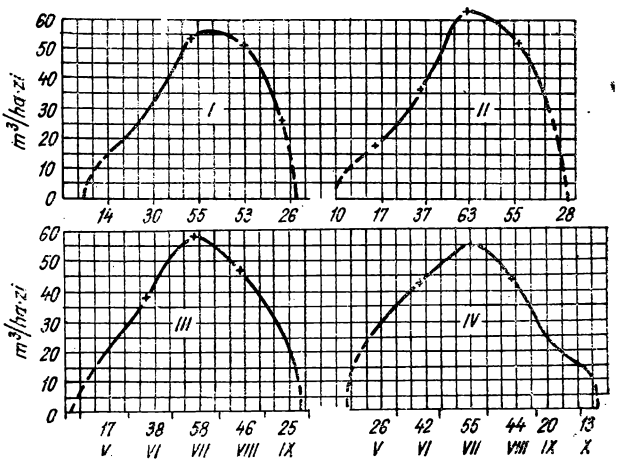



Fig. XXI.3. Dinamica consumului zilnic al porumbului în : *I* — stepă uscată; *II* — stepă moderată: *III* — silvostepă; *IV* — tranziție la zona forestieră.

zilnic al porumbului irigat, în 4 zone pedoclimatice din Cîmpia Dunării, interesate la irigație și valori medii pentru o anumită perioadă de cercetări experimentale (anii 1952—1960). Astfel de date se îmbunătățesc continuu prin cercetări experimentale de teren, în diferite condiții pedoclimatice, la diferite culturi agricole irigate.

## 2.3. BILANȚUL APEI DIN SOLUL IRIGAT

S-au remarcat 3 tipuri de bilanț, diferite prin elementele ce participă.

2.3.1. **Tipurile de bilanț** al apei în solul irigat sînt următoarele:

Bilanțul în circuit închis, care corespunde regimului hidrologic neinfluențat de apa freatică, aflată la mare adîncime. Pentru perioada de iarnă (convențional 1.X—1.IV) bilanțul este:

$$R_f + cP_i + a = R_i, \tag{XXI.4}$$

iar pentru perioada de vară (convențional 1.IV—1.X):

$$R_i + P_v + \sum m = \sum (e + t) + R_f, \tag{XXI.5}$$

în care: $R_f$ este rezerva finală a apei din sol la aproximativ 1.X;
$R_i$ — rezerva inițială a apei la aproximativ 1.IV;
$c$ — coeficientul de înmagazinare a precipitațiilor de iarnă;
$P_i$ — suma precipitațiilor de iarnă (între 1.X—1.IV);
$P_v$ — suma precipitațiilor de vară (între 1.IV—1.X);
$a$ — norma udării de aprovizionare;
$\Sigma m$ — suma normelor de udare din perioada de vegetație;
$\Sigma (e + t)$ — consumul total al apei din sol în perioada de vegetație.

Bilanțul în circuit deschis cu alimentare freatică, care corespunde regimului hidrologic influențat de apa freatică aflată la mică adîncime. În scop aplicativ, acest bilanț interesează numai pentru perioada de vară; la primiri, rezerva inițială are valoarea capacității de cîmp pentru apă $C$, intervenind în plus și aportul freatic $A_f$:

$$C + P_v + A_f + \sum m = \sum (e + t) + R_f. \tag{XXI.6}$$

Bilanțul în circuit deschis de spălare, care corespunde regimului hidrologic de irigație combinată cu drenajul, pe sărături. Specific este bilanțul pentru perioada de iarnă, cînd se aplică spălările. Deci la primiri intră norma udării de spălare $s$, la ieșiri norma de evacuare $D$, adică apa drenată prin sol; rezerva de primăvară se ia egală cu capaciatatea de cîmp pentru apă $C$:

$$R_f + cP_i + s = C + D. \tag{XXI.7}$$

2.3.2. **Elementele ce intervin în bilanț**, conform paragrafului precedent, sînt:

— *rezerva inițială* $R_i$ a apei în sol reprezintă convențional rezerva apei în sol primăvara (la aproximativ 1.IV), pe 1,50 m adîncime. Se compară cu capacitatea de cîmp, spre care tinde la ieșirea din iarnă;

— *rezerva finală* $R_f$ a apei în sol reprezintă convențional rezerva apei în sol toamna (la aproximativ 1.X), pe 1,50 m adîncime. Se compară cu coeficientul de ofilire, spre care tinde în toamnă;

— *coeficientul de înmagazinare a precipitațiilor de iarnă c*, dedus din raportul:

$$c = \frac{R_i - R_f}{P_i}; \qquad \text{(XXI.8)}$$

— *aportul freatic* $A_f$ este determinat de adîncimea apei freatice și de textura solului (tabelul XXI.5);

*Tabelul XXI.5*

**Alimentarea solului din apa freatică, în m³/ha**

| Solul | Adîncimea apei freatice | |
|---|---|---|
| | 1,50–2,00 m | 2,00–2,50 m |
| Ușor | 500–1 000 | — |
| Mijlociu | 600–1 200 | — |
| Greu | 1 000–2 000 | 500–1 500 |

— *norma de irigație din perioada de vegetație* $\Sigma m$ și diferitele tipuri de *norme de udare m, a, s,* ca și *norma de evacuare D,* se tratează în cele ce urmează.

Dezvoltări și caracterizări cantitative asupra elementelor bilanțului apei din solul irigat, în diferite condiții pedoclimatice din Republica Socialistă România, se găsesc în [2].

## 2.4. NORMA DE IRIGAȚIE

2.4.1. **Norma de irigație.** Aceasta reprezintă suma normelor de udare aplicate unei culturi, atît în afara perioadei de vegetație (udări de aprovizionare sau de spălare), cît și în timpul perioadei de vegetație.

Norma de irigație din perioada de vegetație, în cazul bilanțului în circuit închis este:

$$\Sigma m = \Sigma(e + t) + R_f - R_i - P_v. \qquad \text{(XXI.9)}$$

Nu sînt necesare udări în perioada de vegetație ($\Sigma m = 0$), cînd:

$$\Sigma(e + t) + R_f - R_i \leqslant P_v. \qquad \text{(XXI.10)}$$

În cazul bilanțului în circuit deschis:

$$\Sigma m = \Sigma (e + t) + R_f - C - P_v - A_f, \qquad \text{(XXI.11)}$$

nefiind necesare udări în perioada de vegetație cînd:

$$\Sigma(e + t) + R_f - C - A_f \leqslant P_v. \qquad \text{(XXI.12)}$$

În tabelul XXI.6 se dă schematic norma de irigație și numărul de udări, diferențiat pe zone pedoclimatice, pentru cîteva culturi irigate.

**Norma de irigație $\Sigma m$, în $m^3/ha$ și numărul de udări**

| Localizarea | | Grîu de toamnă | | Porumb | Fasole |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Aprov. | Veget. | Veget. | Veget. |
| **Cîmpia Dunării și Dobrogea** | | | | | |
| Stepă uscată | $\Sigma m$ | 800 | 1 200—1 800 | 3 200—4 000 | 2 100—2 800 |
| | nr. udări | 1 | 2—3 | 4—5 | 3—4 |
| Stepă moderată | $\Sigma m$ | 800 | 700—1 300 | 2 400—3 200 | 1 650—2 100 |
| | nr. udări | 1 | 1—2 | 3—4 | 3 |
| Silvostepă | $\Sigma m$ | 500 | 500—1 000 | 1 800—2 400 | 1 200—1 650 |
| | nr. udări | 1 | 1—2 | 3—4 | 2—3 |
| Tranziție (sol brun-roșcat de pădure) | $\Sigma m$ | — | 500—1 000 | 1 200—1 800 | 600—1 200 |
| | nr. udări | — | 1—2 | 2—3 | 1—2 |
| **Moldova, cîmpia Vestică și cîmpia Transilvaniei** | | | | | |
| Stepă moderată | $\Sigma m$ | 500—800 | 600—1 300 | 2 100—3 200 | 1 400—2 100 |
| | nr. udări | 1 | 1—2 | 3—4 | 2—3 |
| Silvostepă | $\Sigma m$ | 0—500 | 500—600 | 1 100—2 200 | 600—1 400 |
| | nr. udări | 0—1 | 0—1 | 2—4 | 1—2 |
| Zona fostelor păduri de stejar | $\Sigma m$ | — | — | 600—1 100 | 0—600 |
| | nr. udări | — | — | 1—2 | 0—1 |

2.4.2. **Intervalul dintre udări** $T$. Acest interval se calculează pe baza elementelor bilanțului apei din sol. Intervalul de la răsărit pînă la prima udare $T_i$ se ia :

$$T_i = \frac{R_i - p_{min}}{(e + t) - A}, \qquad \text{(XXI.13)}$$

iar pentru intervalul dintre două udări $T_u$ :

$$T_u = \frac{m}{(e + t) - A}, \qquad \text{(XXI.14)}$$

în care : $(e + t)$ este consumul total zilnic de apă din sol, în m³/ha·zi ;
$A$ — precipitațiile din perioada considerată, în m³/ha·zi.

*Tabelul XXI.6*

**pe zone pedoclimatice pentru cîteva culturi**

| Sfeclă de zahăr | Cartofi | Floarea soarelui | Lucernă | | Porumb nutreț |
|---|---|---|---|---|---|
| Veget. | Veget. | Veget. | Aprov. | Veget. | Veget. |
| 4 100—5 000 | 3 500—4 800 | 2 400—2 800 | 900 | 4 000—5 100 | 2 600—3 200 |
| 6—7 | 5—7 | 3—4 | 1 | 5—6 | 4 |
| 3 500—4 100 | 2 800—3 500 | 1 800—2 400 | 800—900 | 3 200—4 000 | 2 000—2 600 |
| 5—6 | 4—5 | 3 | 1 | 4—5 | 3—4 |
| 2 800—3 500 | 2 100—2 800 | 1 300—1 800 | 700—800 | 2 300—3 200 | 1 400—2 000 |
| 5—6 | 3—4 | 2—3 | 1 | 3—4 | 2—3 |
| 2 000—2 800 | 1 200—2 000 | 800—1 300 | — | 2 100—3 000 | 800—1 400 |
| 4—5 | 2—3 | 1—2 | — | 3—4 | 2—3 |
| 3 000—4 100 | 2 400—3 500 | 1 600—2 400 | 700—900 | 2 700—4 000 | 1 800—2 600 |
| 5—6 | 4—5 | 3 | 1 | 4—5 | 3—4 |
| 2 000—3 000 | 1 200—2 400 | 1 000—1 600 | — | 1 800—2 700 | 1 000—1 800 |
| 4—5 | 2—4 | 2—3 | — | 3—4 | 2—3 |
| 1 000—2 000 | 600—1 200 | 500—1 000 | — | 1 200—1 800 | 500—1 000 |
| 2—4 | 1—2 | 1—2 | — | 2—3 | 1—2 |

## 2.5. NORMA DE UDARE

Norma de udare este cantitatea de apă exprimată în m³/ha ce se dă solului la o singură udare.

2.5.1. **Norma de udare din perioada de vegetație** $m$. Întrucît se acordă pentru pierderile de apă prin evaporație în timpul udării o majorare medie de 10%, este :

$$m = 110\ H\ G_v\ (C - p), \qquad \text{(XXI.15)}$$

în care : $H$ este grosimea stratului activ de sol, ce se udă, în m;
$G_v$ — greutatea volumetrică a stratului activ, în t/m³;
$C$ — capacitatea de cîmp pentru apă a stratului activ, %;
$p$ — provizia momentană de apă a solului în stratul activ, în %.

Pentru alegerea stratului activ de sol, atunci cînd se utilizează tabelul XXI.7 se recomandă : 0,50 m pentru cereale păioase, fasole pentru boabe și unele legume cu înră-

*Tabelul XXI.7*

**Norma de udare în funcție de stratul activ de sol $H$, de plafonul minim și de grupa de sol**

| Grupa de sol | Plafonul minim | Norma de udare, m³/ha | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $H$ = 0,50 m | $H$ = 0,75 m | $H$ = 1,00 m |
| **Soluri zonale** | | | | |
| Cernoziomuri (lutonisipoase-lutoase) | $c_0 + \frac{1}{2}(C - c_0)$ | 500 | 750 | 1 000 |
| Cernoziomuri levigate (lutoase-lutonisipoase) | $c_0 + \frac{1}{2}(C - c_0)$ | 450 | 650 | 800 |
| Soluri brun-roșcate de pădure (lutoargiloase) | $c_0 + \frac{2}{3}(C - c_0)$ | 300 | 400 | 500 |
| Soluri brune de pădure (lutoargiloase) | $c_0 + \frac{2}{3}(C - c_0)$ | 350 | 500 | 650 |
| **Soluri de dune** | | | | |
| Nisipuri de dune semimobile (stînga Jiului) | $c_0 + \frac{1}{3}(C - c_0)$ | 300 | 400 | 500 |
| Cernoziom levigat (pe dreapta Călmățuiului) | $c_0 + \frac{1}{3}(C - c_0)$ | 700 | 900 | 1 100 |
| **Soluri aluviale** | | | | |
| Nisipoase și nisipolutoase | $c_0 + \frac{1}{3}(C - c_0)$ | 750 | 1 100 | 1 400 |
| Lutonisipoase și lutoase | $c_0 + \frac{1}{2}(C - c_0)$ | 550 | 800 | 1 000 |
| Lutoargiloase și argiloase | $c_0 + \frac{2}{3}(C - c_0)$ | 400 | 550 | 650 |

dăcinare superficială ; 0,50—0,75 m pentru prășitoare (cartofi, sfeclă de zahăr, floarea soarelui) și legume cu înrădăcinare mai adîncă, luîndu-se limita inferioară pentru începutul perioadei de vegetație ; 0,75—1,00 m pentru porumb dublu hibrid, lucernă, viță de vie și pomi fructiferi, pe cernoziomuri. În condiții de stepă uscată, pe soluri cu proprietăți hidrofizice nefavorabile și în general în condiții ce favorizează pierderile de apă din sol prin evaporație, aceste cifre pot fi mărite cu 25—50% (dîndu-se sporul cel mai mare cifrelor mici și invers).

2.5.2. **Norma udării de aprovizionare** *a*. Această normă se calculează din :

$$a = 100\ G_v\ H\ (C - R_f) - c\ P_i. \qquad \text{(XXI.16)}$$

Grosimea stratului de sol ce se aprovizionează $H$ este de 1,50 m pe soluri mijlocii și grele și de 1,00 m pe soluri ușoare.

2.5.3. **Norma udării de spălare** *s*. Această normă fiind de fapt sumă a normei de aprovizionare $a$ și a normei de evacuare $D$ este dată de relația :

$$s = a + D = [100\ G_v\ H\ (C - R_f) - c\ P_i]\left[1 + \frac{LR}{100 - LR}\right], \qquad \text{(XXI.17)}$$

în care, pe lîngă termenii cunoscuți, apare termenul $LR$, așa numita *rație de spălare*, ce este procentul din apa aplicată ce trebuie să treacă prin sol pentru a-l spăla. Rația de spălare se calculează cu formula :

$$LR = \frac{ECiw}{ECdw}\,100, \qquad \text{(XXI.18)}$$

în care : $ECiw$ este conductanța electrică a apei de irigație, în micromho/cm (v.3.2.1) ;
$ECdw$ — conductanța electrică a apei evacuate, în micromho/cm, ce reprezintă toleranța maximă admisibilă în soluția de sol, în general 4 000 micromho/cm.

## 2.6. PROIECTAREA REGIMULUI DE IRIGAȚIE PRIN METODA BILANȚULUI

Elementele regimului de irigație ce urmează a fi stabilite prin calcul la proiectare sînt : norma udării de aprovizionare (dacă rezultă necesitatea ei), norma de irigație din perioada de vegetație (pentru acoperirea deficitului de precipitații față de consumul total), precum și eșalonarea acesteia în norme de udare, ce se aplică în momentul cînd umiditatea solului scade la un anumit plafon minim.

2.6.1. **Calculul udărilor de aprovizionare.** Conform relației (XXI.4), într-o zonă pedoclimatică nu sînt necesare udări de aprovizionare ($a = 0$), cînd $C - R_f \leqslant c\ P_i$. În condițiile din Republica Socialistă România, după date experimentale, în zona de stepă norma udării de aprovizionare se plasează între limitele :

$$a = C - \left(c_0 + \frac{400}{1\,000}\right) - \frac{04}{07}\ P_i, \qquad \text{(XXI.19)}$$

iar pentru zone mai umede (silvostepă și forestieră), între limitele :

$$a = C - \left(c_0 + \frac{600}{1\,200}\right) - \frac{0,3}{0,5}\ P_i. \qquad \text{(XXI.20)}$$

2.6.2. **Calculul normei de irigație din perioada de vegetație.** Conform relației (XXI.5), într-o zonă și pentru o anumită cultură nu sînt necesare udări în perioada de vegetație $\Sigma m = 0$, cînd $\Sigma (e + t) + R_f - R_i \leqslant P_v$. În zona de stepă, norma de irigație din perioada de vegetație este în medie:

$$\Sigma m = \Sigma (e + t) + \left(c_0 + \frac{400}{1\,000}\right) - \left(C - \frac{600}{700}\right) - P_v, \qquad \text{(XXI.21)}$$

iar pentru zone mai umede:

$$\Sigma m = \Sigma (e + t) + \left(c_0 + \frac{600}{1\,200}\right) - \left(C - \frac{400}{500}\right) - P_v. \qquad \text{(XXI.22)}$$

2.6.3. **Calculul consumului apei din sol în condiții de irigație.** Pentru proiectarea regimului de irigație, se iau pentru calcule economice valori de consum medii, cu asigurare de aproximativ 50%, iar pentru dimensionarea sistemului valori cu asigurarea de 80%, Pentru aceasta se calculează consumul (și de aci deficitul, adică norma de irigație) prin metoda Thornthwaite, pentru un șir de ani (minimum 15). În această metodă, consumul-respectiv evapotranspirația potențială lunară $e$, în cm, este:

$$e = 1{,}60 \left(\frac{10\ t}{I}\right)^a, \qquad \text{(XXI.23)}$$

în care: $t$ este temperatura medie lunară, în °C;

$I$ — suma celor 12 indici lunari $i$, rezultînd din $i = \left(\frac{t_n}{5}\right)^{1{,}514}$;

$a = \frac{1{,}6}{100} I + 0{,}50$ pentru $I < 80$ și $a = x^3 + x^2 + 2 \cdot x + 0{,}50$ pentru $I > 80$;

$x = \frac{8{,}80}{100} I$;

$t_n$ — temperatura medie lunară, normală, în °C.

Valoarea $e$ rezultată se corectează în funcție de latitudine, înmulțind-o cu factorii din tabelul XXI.8. În funcție de zonalitatea pedoclimatică din Republica Socialistă România și de culturile agricole este necesară încă o corecție, conform tabelului XXI.9.

*Tabelul XXI.8*

**Factorii de corecție pentru calculul evapotranspirației potențiale după Thornthwaite, între 40 și 50° latitudine nordică**

| ° lat. N. | Lunile | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| 40 | 0,84 | 0,83 | 1,03 | 1,11 | 1,24 | 1,25 | 1,27 | 1,18 | 1,04 | 0,96 | 0,83 | 0,81 |
| 41 | 0,83 | 0,83 | 1,03 | 1,11 | 1,25 | 1,26 | 1,27 | 1,19 | 1,04 | 0,96 | 0,82 | 0,80 |
| 42 | 0,82 | 0,83 | 1,03 | 1,12 | 1,26 | 1,27 | 1,28 | 1,19 | 1,04 | 0,95 | 0,82 | 0,79 |
| 43 | 0,81 | 0,82 | 1,02 | 1,12 | 1,26 | 1,28 | 1,29 | 1,20 | 1,04 | 0,95 | 0,81 | 0,77 |
| 44 | 0,81 | 0,82 | 1,02 | 1,13 | 1,27 | 1,29 | 1,30 | 1,20 | 1,04 | 0,95 | 0,80 | 0,76 |
| 45 | 0,80 | 0,81 | 1,02 | 1,13 | 1,28 | 1,29 | 1,31 | 1,21 | 1,04 | 0,94 | 0,79 | 0,75 |
| 46 | 0,79 | 0,81 | 1,02 | 1,13 | 1,29 | 1,31 | 1,32 | 1,22 | 1,04 | 0,94 | 0,79 | 0,74 |
| 47 | 0,77 | 0,80 | 1,02 | 1,14 | 1,30 | 1,32 | 1,33 | 1,22 | 1,04 | 0,93 | 0,78 | 0,73 |
| 48 | 0,76 | 0,80 | 1,02 | 1,14 | 1,31 | 1,33 | 1,34 | 1,23 | 1,05 | 0,93 | 0,77 | 0,72 |
| 49 | 0,75 | 0,79 | 1,02 | 1,14 | 1,32 | 1,34 | 1,35 | 1,24 | 1,05 | 0,93 | 0,76 | 0,71 |
| 50 | 0,74 | 0,78 | 1,02 | 1,15 | 1,33 | 1,36 | 1,37 | 1,25 | 1,06 | 0,92 | 0,76 | 0,70 |

*Tabelul XXI.9.*

**Coeficienți de corecție ai consumului calculat după Thornthwaite (cu aplicație la Republica Socialistă România)**

| Cultura și zona | Luna | | | | | | | Perioada de vegetație |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | |
| **Grîu** | | | | | | | | |
| Stepă uscată | 2,50 | 1,14 | 1,44 | 0,97 | — | — | — | 1,24 |
| Stepă moderată + silvostepă | 5,00 | 1,72 | 1,27 | 0,85 | — | — | — | 1,31 |
| Trecere la zona forestieră | 0,81 | 1,37 | 1,12 | 0,80 | — | — | — | 1,00 |
| Medie Cîmpia Dunării | 3,07 | 1,50 | 1,24 | 0,86 | — | — | — | 1,20 |
| **Porumb** | | | | | | | | |
| Stepă uscată + stepă moderată | — | — | 0,56 | 0,86 | 1,31 | 1,29 | 1,17 | 1,06 |
| Silvostepă + trecere la zona forestieră | — | — | 0,69 | 0,95 | 1,17 | 1,02 | 0,77 | 0,96 |
| Medie Cîmpia Dunării | — | — | 0,61 | 0,92 | 1,23 | 1,13 | 0,94 | 1,00 |
| **Sfeclă de zahăr** | | | | | | | | |
| Stepă uscată + stepă moderată | — | 0,87 | 0,60 | 1,14 | 1,30 | 1,28 | 1,61 | 1,16 |
| Silvostepă | — | 0,72 | 0,76 | 1,05 | 1,05 | 1,03 | 1,06 | 0,98 |
| Trecere la zona forestieră | — | 1,11 | 0,68 | 1,07 | 1,09 | 0,89 | 0,83 | 0,95 |
| Medie Cîmpia Dunării | — | 0,92 | 0,68 | 1,07 | 1,16 | 1,11 | 1,23 | 1,05 |
| **Cartofi** | | | | | | | | |
| Stepă + silvostepă | — | 0,45 | 0,81 | 1,21 | 1,18 | 1,00 | — | — |
| Trecere la zona forestieră | — | 1,00 | 0,55 | 0,91 | 1,10 | — | — | — |
| Medie Cîmpia Dunării | — | 0,70 | 0,76 | 1,15 | 1,15 | 1,00 | — | 1,00 |
| **Floarea soarelui** | | | | | | | | |
| Medie Cîmpia Dunării | — | 0,86 | 0,76 | 1,28 | 1,18 | 0,57 | — | 0,95 |
| **Fasole** | | | | | | | | |
| Stepă uscată + stepă moderată | — | — | 0,57 | 0,95 | 1,16 | 1,11 | — | — |
| Silvostepă + trecere la zona forestieră | — | — | 0,75 | 1,24 | 1,15 | 1,04 | — | — |
| Medie Cîmpia Dunării | — | — | 0,65 | 1,10 | 1,16 | 1,06 | — | 0,98 |
| **Lucernă anul I** | | | | | | | | |
| Medie Cîmpia Dunării | — | 0,88 | 0,93 | 1,21 | 1,09 | 1,18 | 1,14 | 1,10 |
| **Lucernă anul II** | | | | | | | | |
| Stepă uscată + stepă moderată | — | 1,47 | 1,31 | 1,19 | 1,22 | 1,20 | 1,02 | 1,21 |
| Silvostepă + trecere la zona forestieră | — | 1,78 | 0,92 | 1,11 | 1,12 | 1,11 | 1,42 | 1,17 |
| Medie Cîmpia Dunării | — | 1,61 | 1,10 | 1,15 | 1,17 | 1,15 | 1,21 | 1,19 |

Curbele de consum medii zilnice, stabilite experimental (v. fig. XXI.2), servesc ca alură pentru fracționarea normei de irigație calculată, în norme de udare. În fig. XXI.4 se dă calculul grafic al regimului de irigație la porumb, într-un raion hidromodul de stepă moderată, cu sol zonal mijlociu (cernoziom castaniu).

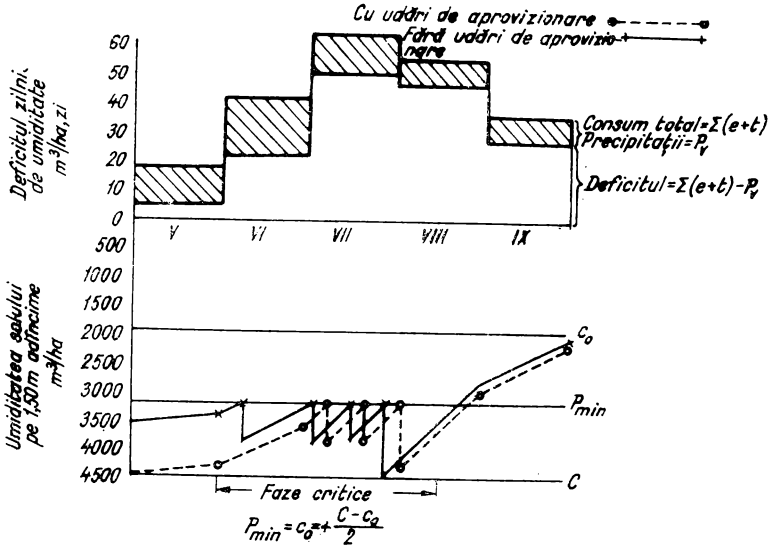



Fig. XXI.4. Calculul grafic al regimului de irigație la porumb, într-un raion hidromodul de stepă moderată.

## 3. APA DE IRIGAȚIE

Calitatea apei de irigație este determinată de gradul și felul mineralizării, de cantitatea și felul materialelor în suspensie, de temperatură și de gradul de aerație.

Influența apei de irigație *asupra solului* se manifestă :

— prin conținutul de săruri care poate modifica bilanțul sărurilor din sol și însușirile fizice ale solului ;

— prin conținutul de aluviuni în suspensie care poate modifica fertilitatea solului.

Influența apei de irigație *asupra culturilor agricole* poate fi :

— acțiune pozitivă, cînd poartă elemente nutritive în proporție convenabilă (de exemplu unele izvoare de munte din roci eruptive) ;

— acțiune negativă cînd reduce apa accesibilă prin presiunea osmotică mărită a soluției din sol, prin combinarea și fixarea unor elemente utile din solul irigat și printr-o acțiune toxică directă asupra plantei.

Solul, cu proprietățile sale chimice și fizice diferite și în raport cu condițiile naturale în care se află, se comportă diferit față de calitatea apei de irigație. În concepția modernă se vorbește de o toleranță a solurilor ușoare față de conținutul de săruri solubile din apa de irigație, diferită de la caz la caz. Astfel, pe soluri permeabile cu drenaj rapid, se pot utiliza ape de irigație cu un conținut relativ ridicat de săruri.

După textura solului se utilizează următorii *factori de concentrare ai apei de irigație în sol* (concentrația efectivă majorată cu acești factori, nu trebuie să depășească concentrația admisibilă): 1,50 pentru nisip, 2,50 pentru lut nisipos, 4,00 pentru lut, 5,00 pentru lut argilos și 5,00—10,00 pentru argilă.

## 3.1. SURSELE DE APĂ PENTRU IRIGAȚIE

Calitatea apei de irigație variază cu felul sursei.

3.1.1. **Apele superficiale curgătoare** formează principala sursă de apă pentru irigație. Calitatea lor depinde îndeosebi de clima, litologia și gradul și felul acoperirii cu vegetație a bazinului hidrografic.

Cursurile mari de apă, chiar cînd drenează întinse teritorii aride (în general bogate în săruri), au un conținut de săruri solubile puțin variabil, în general scăzut; pot prezenta în schimb mari variații ale conținutului de aluviuni în suspensie (de exemplu Nilul, Fluviul Galben).

Cursurile mici de apă pot atinge concentrații mari de săruri solubile, datorită fie unei surse directe de săruri (de exemplu Slănicul Buzăului), fie că au majoritatea bazinului hidrografic în zone aride cu ape subterane mineralizate (de exemplu Călmățuiul).

În general părțile inferioare ale cursurilor de apă sînt mai bogate în săruri decît cele superioare.

3.1.2. **Acumulările artificiale de pe cursurile de apă** pot fi:

— mari lacuri regulatoare de debit, construite în regiunile înalte ale bazinelor hidrografice, cu apă, de regulă, de bună calitate;

— acumulări cu caracter local, în regiunea de deal sau cîmpie, ce necesită unele precauții (evitarea unor izvoare mineralizate, ca cele din bazinul Jijiei sau din Cîmpia Transilvaniei, curățirea de vegetație, asigurarea unei circulații minime).

3.1.3. **Lacurile naturale de cîmpie.** Acestea formează de obicei surse de calitate îndoielnică, datorită fie lipsei de aerație, cît mai ales conținutului ridicat de săruri, în cazul în care drenează teritoriile vecine, lipsite de scurgere.

3.1.4. **Apele subterane.** Acestea sînt influențate de natura stratului acvifer, de clima bazinului de recepție, de mărimea acestuia și de drumul subteran parcurs. De regulă, față de apele de suprafață, sînt mai bogate în săruri.

În general, apele subterane din zonele umedă și subumedă și în special cele localizate în conuri de dejecție formate din pietrișuri sînt puțin mineralizate; sînt mineralizate, uneori puternic, apele alohtone din zone aride și semiaride.

În legătură cu apele subterane se pun uneori probleme privind temperatura. S-a văzut totuși că în condițiile țării noastre, practic problema temperaturii nu are importanță. Cel mult, în cazul aspersiunii directe dintr-un puț, în mijlocul verii, se va suspenda irigarea în orele de amiază (1—3 h), în zilele foarte călduroase.

3.1.5. **Apele reziduale,** industriale sau de canalizare. Acestea se folosesc la irigație în unele țări pe scară largă.

Pentru a fi folosite la irigație, apele de canalizare trebuie mai întîi decantate mecanic, între altele pentru îndepărtarea ouălor de viermi intestinali; se contează mai

departe pe epurarea biologică în sol și pe efectul soarelui, în condițiile unor măsuri higienice de precauție.

Apele industriale trebuie verificate calitativ și, după caz, tratate în consecință înainte de utilizare la irigație, varietatea acestor ape fiind foarte mare.

3.1.6. **Ape mineralizate.** Acestea pot fi folosite la irigare :

— fie după îndulcire, prin amestec controlat cu ape dulci ;

— fie după demineralizare, prin diverse procedee care folosesc surse de energie eftine.

Această sursă, utilizată în țări cu resurse de apă reduse, este deocamdată la noi în stadiul de studiu, în stații pilot.

## 3.2. INDICII DE CALITATE AI APEI DE IRIGAȚIE

3.2.1. **Buletinul de analiză al unei ape de irigație.** Acesta trebuie să dea reacția, conținutul total de săruri, cantitățile separate ale principalilor ioni și procentul de sodiu față de suma cationilor. În unele cazuri se determină și borul, fierul sau alte elemente cînd se bănuește că ar putea fi prezente în cantități dăunătoare.

*Concentrația totală* a sărurilor disolvate (rezidiu fix mineral, în g/l) se poate exprima și prin conductanța electrică *EC*, în micromho/cm la temperatura de 25°C. Conductanța, inversul rezistenței, se măsoară în mho (mho = 1/ohm sau a milioana parte: microm-ho/cm, notată μmho/cm sau $EC \times 10^6$.

*Cantitățile separate ale ionilor* negativi (anioni) sau pozitivi (cationi) exprimate în miliechivalenți/l (datele mai vechi le măsoară în mg/l sau g/l).

*Procentul de sodiu* (sau sodiu plus potasiu) se calculează din rezultatele analizei ce dau cantitățile separate ale ionilor. Este procentul dăunător din totalul cationilor :

$$\text{Na}\,\% = \frac{\text{Na}}{\text{Ca} + \text{Mg} + \text{K} + \text{Na}}\,100. \qquad \text{(XXI.24)}$$

3.2.2. **Limitele admisibile.** Cu privire la reacție, se știe că marea majoritate a plantelor preferă în sol un *pH* de 6,50—7,50.

În general, conținutul maxim admisibil de săruri solubile în apa de irigație se ia pentru orientare 3 g/l reziduu fix mineral. Mai sigur, limita rezidiului fix mineral, fără a ne ocupa de felul componentelor, este de 0,80—1 g/l. Peste această limită se analizează componentele separate, luîndu-se pe soluri ușoare limitele : 1 g/l — pentru $Na_2CO_3$, 2 g/l, pentru NaCl și 5 g/l — pentru $Na_2SO_4$, limitele acestea reducîndu-se dacă în apă se află mai multe feluri de săruri.

Pentru aprecierea apei folosite la irigație, în condițiile țării noastre se recomandă graficul din fig. XXI.5, bazat pe conținutul absolut de săruri și conținutul relativ de sodiu,

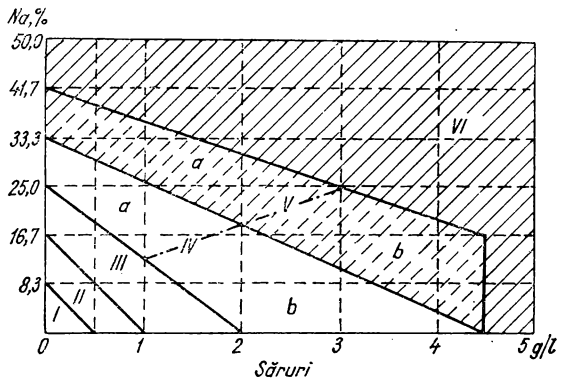



Fig. XXI.5. Grafic pentru aprecierea calității apei de irigație.

în care s-au notat: *I* — ape excelente; *II* — ape foarte bune; *III* — ape bune pentru majoritatea culturilor, în special pe soluri uşoare şi mijlocii, acceptabile pentru plante sensibile şi în cazul solurilor grele, cînd se recomandă spălări periodice; *IV* — ape acceptabile pentru majoritatea culturilor mai ales în cazul solurilor uşoare şi carbonatice; *IV a* — ape acceptabile pentru soluri uşor levigate; *IV b* — ape nesatisfăcătoare pentru plante sensibile şi în cazul solurilor grele. Sînt necesare spălări periodice; *V* — ape dăunătoare pentru majoritatea culturilor, mai ales pe soluri necarbonatice *V a* şi grele *V a* şi *V b*. Sînt necesare spălări frecvente; *VI* — ape foarte dăunătoare.

# 4. METODE DE UDARE

Metodele de udare diferă după modul de introducere a apei în sol; toate trebuie să îndeplinească condiţia repartiţiei uniforme a apei pe teren, la norma de udare necesară.

În prezent se folosesc 4 metode de udare: submersiunea, scurgerea la suprafaţă (pe brazde sau fîşii), aspersiunea şi irigaţia subterană. Dacă irigaţia prin submersiune este specific legată de biologia orezului şi este metoda exclusiv indicată pentru irigarea acestei culturi, celelalte trei metode pot fi folosite la irigarea oricărei alte culturi.

Domeniul de aplicare al acestor 3 metode este delimitat de factorii naturali (pantă, mezorelief, sol, hidrogeologie, climă). La alegerea lor intră în considerare cu precădere şi următoarele criterii tehnice şi de productivitate: economia de apă (faţă de pierderile prin evaporare şi infiltrare), economia de teren (faţă de terenul acoperit cu lucrările de amenajare), consumul de forţă de muncă, consumul de energie mecanică şi posibilităţile de mecanizare a lucrărilor agricole. Se subliniază că, în majoritatea cazurilor, pentru stabilirea celei mai convenabile metode de udare, în diferite situaţii concrete, este necesar să se recurgă la comparaţii de variante pe parcursul proiectării.

## 4.1. CRITERII DE ALEGERE A METODEI DE UDARE

Dacă submersiunea este specifică orezului, iar irigarea subterană este încă în faza de perfecţionare iniţială, se pune de multe ori problema de a alege între aspersiune şi udarea prin scurgere la suprafaţă.

Trebuie precizat că, norma de irigaţie netă necesară unei culturi este aceeaşi pentru toate metodele de udare.

Pe baza criteriului *pedoclimatic*, în zona subumedă din Republica Socialistă România, unde, în ani normali, irigarea este necesară numai în lunile iulie şi august, avînd un caracter net de suplimentare cu norme mici de udare, este indicată mai ales aspersiunea. În zona semiaridă, unde este nevoie de irigare la toate culturile, în general de la finele lunei mai la începutul lunei septembrie, cu norme de udare mari şi udări de aprovizionare, metoda de udare cea mai indicată este scurgerea la suprafaţă pe brazde sau fîşii.

*Vîntul* limitează folosirea aspersiunei, prin reducerea uniformităţii distribuţiei apei şi prin sporirea pierderilor prin evaporaţie, în timpul udării.

Deşi există măsuri tehnice de atenuare a acţiunii vîntului (utilizarea presiunilor joase şi a unghiurilor mici la aspersor), totuşi aspersiunea se exclude la viteze ale vîntului de peste 3,50 m/s (contîndu-se pe o eficienţă a aspersiunii de numai 70—75% la viteza vîntului de 2,80 m/s şi de 65—70% la viteza de 4,40 m/s).

*Solul*, prin proprietățile sale hidrofizice diferite cu textura, contribuie la alegerea metodei de udare, indirect prin mărimea normei de udare din perioada de vegetație și direct prin permeabilitate.

Astfel, în linii mari, aspersiunea se consideră o metodă de udare specifică pentru norme de udare mai mici, corespunzînd de regulă solurilor grele din zonele subumede și umede.

Cu privire la permeabilitate, în tabelului XXI.10 se dă coeficientul de infiltrație pentru cîteva soluri caracteristice formate pe loess. În prezent se propun delimitările din tabelul XXI.11 între udarea prin scurgere și udarea prin aspersiune, cu observația că pe solurile contractile, din cauza crăpăturilor mari, nu se poate aplica decît aspersiunea.

*Tabelul XXI.10*

**Coeficientul de infiltrație la solurile zonale din Bărăgan formate pe loess**

| Grupa de soluri | $k$, cm/s |
|---|---|
| Cernoziomuri și cernoziomuri levigate | $1{,}2 \cdot 10^{-3}$ |
| Idem, freatic umede | $1{,}6 \cdot 10^{-3}$ |
| Sol brun-roșcat de pădure | $3{,}7 \cdot 10^{-4}$ |
| Soluri brune de pădure și podzoluri | $7{,}3 \cdot 10^{-4}$ |

*Tabelul XXI.11*

**Delimitarea folosirii metodelor de udare după coeficientul de filtrație**

| $k$ cm/s | Scurgerea la suprafață | Aspersiunea |
|---|---|---|
| $< 1 \cdot 10^{-4}$ | Da, cu excepția solurilor contractile | Nu, cu excepția solurilor contractile |
| $1 \cdot 10^{-4} - 5 \cdot 10^{-3}$ | Da | Da |
| $> 5.10^{-3}$ | Nu | Exclusiv |

La submersiune, limita pentru pierderile prin infiltrație în orezărie (considerînd pierderile stabilizate, pe substrat saturat cu apă) se ia de regulă 1 l/s·ha, corespunzîndu-i, pentru coeficientul de infiltrație, valori sub $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s.

*Hidrogeologia* impune ca, la adîncimi mici ale apei freatice, să se folosească norme de udare mici. Se recomandă în acest caz cu precădere aspersiunea, deși, pe terenuri bine

nivelate, se pot distribui şi pe brazde lungi norme mici de udare de 400—500 $m^3$/ha, udînd din 2 în 2 rînduri distanţate la 90—100 cm (deci la 180—200 cm între brazde).

*Microrelieful şi panta* influenţează alegerea metodei de udare şi determină volumul nivelării. Pentru aspersiune, volumul nivelării este mai mic, luîndu-se în considerare numai tăieturi şi umpluturi ce depăşesc ±10 cm, pe cînd la irigarea prin scurgere se iau în considerare denivelări ce depăşesc ±5 cm.

Din tabelul XXI.12 rezultă că, în raport cu panta terenului, domeniul de aplicaţie al aspersiunei este mai larg decît al udării pe brazde.

*Tabelul XXI.12*

**Domeniul de aplicare al metodelor de udare în raport cu panta terenului I**

| *I* | Brazde şi fişii | Aspersiunea |
|---|---|---|
| <0,0007 | Nu | Da |
| 0,0007—0,04 | Da | Da |
| 0,04—0,10 | Nu | Da |

## 4.2. UDAREA PRIN SUBMERSIUNE

**4.2.1. Caracteristicile udării prin submersiune.** Această metodă de udare constă din inundarea temporară a unor parcele orizontale cuprinse între diguleţe, în care se cultivă orezul. Caracteristicile acestei udări sînt:

— pentru o distribuţie uniformă a apei pe teren, în strat de egală grosime, terenul de orezărie se nivelează la orizontală;

— pentru reducerea pierderilor neproductive de apă prin infiltraţie din parcelă, în subsolul orezăriei, la alegerea terenului se verifică prin studiul pedologic să nu se depăşească pentru coeficientul de filtraţie valoarea de $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s (adică 1 l/s·ha);

— stratul de apă din parcela de orezărie se menţine continuu în toată perioada de vegetaţie a orezului; grosimea stratului poate varia, în funcţie de fazele de vegetaţie, cu pînă la 20 cm (submersiune continuă, cu strat limitat de apă);

— pentru a nu se înmlăştini sau eventual sărătura terenurile limitrofe, pe perimetrul orezăriei se prevede o izolare hidrogeologică între orezărie şi acestea;

— udarea prin submersiune a orezului poate constitui, la nevoie, una din cele mai economice şi rapide metode pentru ameliorarea sărăturilor; reţeaua de evacuare realizează atît o spălare şi drenare a solului submers, cît şi eliminarea din sistem a sărurilor, odată cu apa evacuată.

**4.2.2. Regimul nivelurilor în parcela de orezărie.** În concepţia modernă, acest regim se întemeiază pe fiziologia orezului.

După semănat (cu maşina la 1,5—2 cm adîncime, cu norma de 140—200 kg/ha), terenul se umectează pentru a deveni noroios, iar după răsărire nivelul apei în parcelă se ridică la 5—10 cm, odată cu creşterea plantelor.

La începutul înfrăţitului nivelul apei se scade la 3—4 cm; în acest fel zona de înfrăţire nu este înecată; nivelul apei se ridică cînd înfrăţitul se consideră terminat.

Între înfrăţit şi coacere în lapte, nivelul apei în parcelă se menţine la 15—20 cm; de la coacerea în lapte se opreşte alimentarea cu apă a parcelei.

**4.2.3. Bilanțul apei în orezărie.** Ecuația generală a bilanțului apei în orezărie, de la însămînțare la coacerea în lapte, are forma următoare :

$$C + P + \Sigma m = \Sigma (e + t + i) + E + C_s + 10\,000\ h\ [m^3/ha], \quad (XXI.25)$$

în care : $C$ este capacitatea de cîmp pentru apă a solului, ca rezervă inițială la însămînțare ;

$P$ — precipitațiile din perioada însămînțare-coacere în lapte ;

$\Sigma m$ — norma de irigație ;

$\Sigma (e + t + i)$ — consumul total prin evaporație, transpirație și infiltrație, de la însămînțare la coacerea în lapte ;

$E$ — norma de evacuare (de circulație a apei din parcelă în rețeaua de evacuare) ;

$C_s$ — capacitatea de saturație a solului, care este rezerva finală la coacerea în lapte ;

$h$ — înălțimea maximă a stratului de apă în parcelă.

Norma de irigație din prima perioadă de irigare, de la însămînțare la răsărire ($\Sigma m_1$), care are rolul de a completa apa din sol de la $C$ la $C_s$ și de a face față pierderilor prin evaporație și infiltrație în prima perioadă, se calculează din :

$$\Sigma m_1 = C_s - C + \Sigma (e_1 + i_1) - P_1 = 100\ G_v H\ (C_v - C) + \Sigma (e_1 + i_1) - P_1. \quad (XXI.26)$$

Norma de irigație din perioada a doua, de la răsărire la coacerea în lapte $\Sigma m_2$, care are rolul de a completa stratul de apă de înălțime maximă și de a face față pierderilor prin evaporație, transpirație și infiltrație, cît și eventualelor evacuări de apă din parcele, se calculează din :

$$\Sigma m_2 = 10\,000\ h + \Sigma (e_2 + t_2 + i_2) + E - P_2. \quad (XXI.27)$$

În condițiile țării noastre se poate aproxima că la regimul de irigație prin submersiune continuă cu strat subțire de apă :

— consumul prin evaporație și transpirație însumează de la însămînțare la coacerea în lapte 8 000—10 000 $m^3/ha$ ;

— pierderile prin infiltrație se pot lua între 0—1 $l/s \cdot ha$, sau 0—86,40 $m^3/ha \cdot zi$, pe un sol normal pentru cultura orezului ;

— norma de evacuare se poate lua între zero și cel mult 20 % din norma de irigație pe soluri sărăturate (pe lîngă udările de spălare aplicate în afara perioadei de vegetație a orezului).

## 4.3. UDAREA PRIN SCURGERE LA SUPRAFAȚĂ

**4.3.1. Caracteristicile udării prin scurgere la suprafață.** Această metodă de udare constă din distribuirea apei pe teren prin scurgere pe brazde sau fîșii, în timpul scurgerii avînd loc și infiltrarea apei în sol. Caracteristicile acestei udări sînt :

— este metoda cea mai răspîndită, putîndu-se aplica tuturor culturilor agricole și hortiviticole (pe brazde, culturilor în rînduri rare, pe fîșii celor semănate în rînduri dese : cereale și ierburi) ;

— prin înlocuirea elementelor rețelei provizorii cu conducte transportabile, se poate aplica și la pante de pînă la aproximativ 0,04 ;

— legat de permeabilitate, se poate aplica pe marea majoritate a tipurilor de sol, cu excepția solurilor ușoare, cu valori ale coeficientului de filtrație peste $5 \cdot 10^{-3}$ cm/s (sau peste 130 mm/h) ;

— are un consum de energie mai redus ca aspersiunea, la o productivitate a muncii egală sau superioară (exprimînd această productivitate prin debitul de apă deservit de un udător);

— pentru realizarea de brazde și fîșii de udare lungi, de regulă terenul trebuie nivelat printr-o lucrare capitală, cu volume de terasamente în general peste 200 m³/ha.

4.3.2. **Factorii de teren.** Între aceștia, în cazul udării prin scurgere la suprafață, în condițiile unei nivelări corespunzătoare a terenului, cei mai importanți rămîn:

— permeabilitatea solului, măsurată prin coeficientul de filtrație; prezintă valori normale pentru această metodă între $1 \cdot 10^{-4} - 5 \cdot 10^{-3}$ cm/s;

— panta terenului în lungul elementului de udare, brazdă sau fîșie; panta optimă pentru udarea pe brazde este între 0,0005—0,001, iar pentru fîșii 0,001—0,003.

Pentru a preveni eroziunea solului pe brazdă, în urma unor precipitații puternice, este nevoie să fie limitată fie panta terenului ce se amenajează, fie lungimea brazdei. Pe bază de observații s-a stabilit că panta maximă admisibilă de-a lungul brazdelor este 0,007.

4.3.3. **Elementele tehnice ale udării pe brazde și fîșii.** Interesează în principal: debitul pe elementul de udare, brazdă sau fîșie, lungimea acestuia, distanța între brazde și lățimea fîșiei, durata udării.

*Debitul de capacitate maximă a brazdei* $q_c$ este limitat de secțiunea brazdei:

$$q_c = 51\ S\ [\text{l/s}], \qquad \text{(XXI.28)}$$

în care $S$ este secțiunea brazdei, în m² (tabelul XXI.13).

*Tabelul XXI.13*

**Distanța între brazde și debitul de capacitate maximă a brazdei**

| Dimensiunile uzuale ale brazdei, m | | | | $q_c$, l/s |
|---|---|---|---|---|
| Distanța aproximativă | Adîncimea | Lățimea | Secțiunea | |
| 0,50 | 0,15 | 0,30 | 0,0225 | 1,15 |
| 0,75 | 0,20 | 0,40 | 0,0400 | 2,05 |
| 1,00 | 0,25 | 0,50 | 0,0630 | 3,20 |
| 1,25 | 0,30 | 0,60 | 0,0900 | 4,60 |

*Debitul maxim neeroziv al brazdei* $q_e$ (tabelul XXI.14) se calculează din relația:

$$q_e = \frac{0{,}0063}{I}\ [\text{l/s}]. \qquad \text{(XXI.29)}$$

*Tabelul XXI.14*

**Debitul maxim neeroziv al brazdei**

| $I$ | $q_e$, l/s |
|---|---|
| 0.0005 | 13,00 |
| 0,0010 | 6,00 |
| 0,0025 | 2,50 |
| 0,0050 | 1,25 |
| 0,0075 | 0,85 |

*Debitul inițial al brazdei* $q_i$ este debitul maxim ce se dă la începutul udării pentru prima umezire a brazdei pe toată lungimea; nu trebuie să întreacă nici debitul de capacitate maximă, nici debitul maxim neeroziv, deci se ia cel mai mic dintre acestea.

*Debitul de regim pe brazdă* $q_r$ este debitul efectiv de lucru la care se reduce debitul inițial după prima umezire a brazdei. Între aceste debite este relația:

$$q_i = 2\,q_r = q_{max}\ [\text{l/s}]. \qquad \text{(XXI.30)}$$

*Tabelul XXI.15*

**Debitul unitar $q_f$ pe lungimea de fîșie de 30 m, în l/s.m, la panta de 0,005**

| Coeficientul de filtrație $k$, cm/s | Norma de udare, m³/ha | | |
|---|---|---|---|
| | 500 | 750 | 1 000 |
| $2 \cdot 10^{-4}$ | 0,60 | 0,40 | 0,30 |
| $7 \cdot 10^{-4}$ | 1,30 | 0,80 | 0,60 |
| $2 \cdot 10^{-3}$ | 2,40 | 1,70 | 1,30 |

*Debitul unitar pe fîșie* $q_f$ se stabilește de obicei prin încercări. În tabelul XXI.15 se dă debitul unitar pe fîșie, la panta 0,005, pentru diverse permeabilități și norme de udare. Pentru alte pante ale terenului, aceste valori ale debitului unitar pe fîșie se înmulțesc cu factorul de corecție dat de fig. XXI.6.

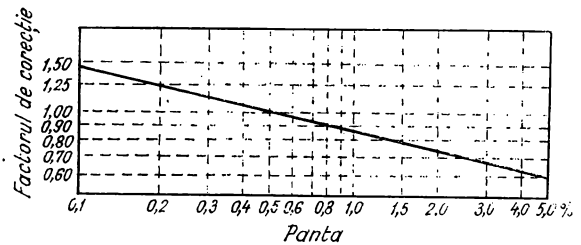



Fig. XXI.6. Factorul de corecție al debitului unitar pe fîșie, pentru alte pante decît panta de 0,005.

*Debitul unitar minim pe fîșie* $q_{fm}$ este cel mai mic debit utilizabil, din cauza dificultății împrăștierii uniforme a apei de irigație:

$$q_{fm} = 4I^{1/2}\ [\text{l/s} \cdot \text{m}]. \qquad \text{(XXI.31)}$$

*Lungimea maximă a brazdei de udare* $L$ se calculează cu relația

$$L = \frac{0{,}000315}{a\,k\,I}\ [\text{m}], \qquad \text{(XXI.32)}$$

în care $a$ este distanța între brazde.

În tabelul XXI.16 se dau valorile calculate pentru lungimea maximă a brazdei de udare, la diferite distanțe între brazde și permeabilități ale solului.

*Tabelul XXI.16*

**Lungimea maximă a brazdei de udare $L$**

| $a$, m | $k$, cm/s | $I$ | $L$, m |
|---|---|---|---|
| 0,50 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0025 | 360 |
| 0,75 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0025 | 240 |
| 1,00 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0025 | 180 |
| 0,75 | $2 \cdot 10^{-4}$ | 0,0025 | 840 |
| 0,75 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0025 | 240 |
| 0,75 | $2 \cdot 10^{-3}$ | 0,0025 | 80 |
| 0,75 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0005 | 1 200 |
| 0,75 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0025 | 240 |
| 0,75 | $7 \cdot 10^{-4}$ | 0,0075 | 80 |

*Lungimea maximă neerozivă a fîșiei de udare* $L_f$, pentru toate culturile, cu excepția ierburilor, se calculează din :

$$L_f = \frac{1{,}80}{qI^{0,75}} \text{ [m]}. \qquad \text{(XXI.33)}$$

Pentru ierburi se iau valori duble ale lungimei fîșiei. În tabelul XXI.17 se dau valorile lungimei maxime neerozive a fîșiei de udare, în funcție de pantă și debitul unitar.

*Tabelul. XXI 17*

**Lungimea maximă neerozivă a fîșiei de udare $L_f$, în m**

| $I$ | $q$, l/s.m | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 2,00 | 2,50 |
| 0,0005 | — | 550 | 360 | 270 | 220 |
| 0,0010 | 640 | 320 | 210 | 160 | 130 |
| 0,0020 | 380 | 190 | 130 | 95 | 80 |
| 0,0030 | 260 | 130 | 85 | 65 | 50 |
| 0,0040 | 210 | 110 | 70 | 55 | — |
| 0,0050 | 190 | 95 | 65 | — | — |
| 0,0100 | 110 | 60 | — | — | — |
| 0,0200 | 70 | — | — | — | — |

*Distanța între brazde a* crește cu norma de udare și cu finețea texturei, conform datelor din tabelul XXI.18.

*Tabelul XXI.18*

**Distanța între brazde, în m**

| Norma netă de udare, m³/ha | Textura | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Grea | Moderat-grea | Medie | Medie-ușoară |
| 500 | 0,45 | 0,45 | 0,40 | 0,40 |
| 750 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,40 |
| 1 000 | 0,55 | 0,55 | 0,50 | 0,45 |
| 1 250 | 0,60 | 0,60 | 0,55 | 0,50 |
| 1 500 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,55 |

*Lățimea fișiei de udare* se ia în funcție de panta transversală a terenului. De regulă nu se admite o pantă transversală pe fișie mai mare de 0,002; de altă parte se cere ca adîncimea maximă a apei pe fișie în timpul udării să fie de 2—3 cm. Rezultă lățimi ale fișiei de 5—10 m, ajungîndu-se la pante transversale reduse la lățimi de 10—20 m. Practic se iau lățimi ce sînt multipli ai lățimii semănătorii.

*Timpul de udare t*, atît pentru brazde cît și pentru fișii, se calculează din:

$$t = \frac{maL}{600q} \text{ [min]}, \qquad \text{(XXI.34)}$$

în care: $a$ este distanța între brazde sau lățimea fișiei de udare;
$m$ — norma de udare.

## 4.4. UDAREA PRIN ASPERSIUNE

**4.4.1. Caracteristicile udării prin aspersiune.** Prin această metodă de udare, apa de irigație este pulverizată mai întîi în aer, de unde picăturile cad sub formă de ploaie pe plante și sol. Caracteristicile acestei udări sînt:

— uniformitatea distribuirii apei pe teren prin aspersiune depinde de gradul de perfecționare tehnică a instalației și este influențată de intensitatea vîntului;

— infiltrarea normală a apei în sol se realizează atunci cînd intensitatea aspersiunei este mai mică decît coeficientul de filtrație, dar nu atît de mică încît să nu se folosească la maximum capacitatea solului de a primi în timpul cel mai scurt norma de udare necesară; la valori ale lui $k$ sub $1 \cdot 10^{-4}$ cm/s (3,60 mm/h) irigarea prin aspersiune devine practic inaplicabilă;

— aspersiunea are un domeniu de aplicație mai larg decît udarea prin scurgere la suprafață: pe terenuri cu pantă de peste 0,04, cu mezorelief frămîntat și pe soluri foarte permeabile sau foarte subțiri; reduce costul nivelării; este în general mai comodă și mai ușor de condus și poate fi folosită în anumite condiții și pentru combaterea înghețului;

— principalele dezavantaje se referă la neuniformizarea prin vînt și la unii indici economici mai puțin favorabili ca la irigarea prin scurgere, cu privire la consumul specific de metal și de energie, care se traduc prn costul apei mai ridicat; de aceea, în țări cu experiență în irigație, anumite culturi ce nu suportă un preț de cost ridicat se udă numai prin scurgere la suprafață.

**4.4.2. Indicii de calitate ai aspersiunei.** Se referă la intensitate, uniformitate și mărimea picăturilor.

4.4.2.1. *Intensitatea aspersiunei.* Se ia în considerare intensitatea orară $i_h$ şi intensitatea instantanee $i_s$, adică înălţimea apei ce cade la fiecare rotaţie completă a aspersorului:

$$i_s = \frac{q\ t}{S} \text{ [mm]}, \qquad \text{(XXI.35)}$$

în care: $q$ este debitul aspersorului, în l/s;
$t$ — timpul de rotaţie al aspersorului, în s;
$S$ — suprafaţa udată, în m².

Intensitatea instantanee se deduce din cea orară, astfel:

$$i_s = \frac{i_h}{n} = \frac{3\,600\ q}{nS} \text{ [mm]}, \qquad \text{(XXI.36)}$$

în care $n$ este numărul de rotaţii pe oră.

4.4.2.2. *Uniformitatea aspersiunei.* Cel mai utilizat indice este coeficientul de uniformitate Cristiansen *Cu*, ce trebuie să nu scadă sub 70—80%:

$$Cu = 100\left(1 - \frac{\Sigma(h - m)}{mn}\right) \text{ [\%]}, \qquad \text{(XXI.37)}$$

în care: $h$ este înălţimea apei în fiecare cutie pluviometrică de control;
$m$ — media înălţimilor apei, în $n$ cutii pluviometrice;
$n$ — numărul cutiilor pluviometrice;

4.4.2.3. *Mărimea picăturilor.* Aceasta este limitată de efectul de rupere a plantelor tinere, precum şi de stricarea structurei şi compactarea solului. Se cere ca diametrul picăturilor să fie cuprins între 0,50—1,00 mm, în nici un caz peste 2 mm; de altă parte picăturile prea fine duc la pierderi mari prin evaporare în atmosferă.

4.4.3. **Corelarea caracteristicilor aspersiunei cu factorii de teren.**

a. *Corelarea intensităţii cu solul şi panta.* În raport cu tipul de sol, un aspersor poate fi considerat convenabil dacă raportul între viteza de infiltraţie şi intensitatea instantanee are o valoare cuprinsă între 0,42—0,20; aspersorul nu este convenabil dacă raportul este sub 0,20 (criteriul Pagliuca).

Se adoptă pentru capacitatea de absorbţie a diferitelor categorii texturale de sol, valorile aproximative din tabelul XXI.19.

Pentru terenuri în pantă, aceste date se micşorează conform procentelor din tabelul XXI.20.

*Tabelul XXI.19*

**Capacitatea de absorbţie a diferitelor grupe texturale de sol**

| Textura solului | Capacitatea de absorbţie, mm/h |
|---|---|
| Nisip | 20 |
| Nisip lutos | 15 |
| Lut nisipos | 12 |
| Lut | 10 |
| Argilă | 8 |

*Tabelul XXI.20*

**Procentul reducerii capacităţii de absorbţie cu panta terenului**

| *I* | Reducerea, % |
|---|---|
| 0,05—0,08 | 20 |
| 0,09—0,12 | 40 |
| 0,13—0,20 | 60 |
| >0,20 | 75 |

O dată cu creșterea pantei, descrește intensitatea admisibilă, raza jetului și aria aspersată (tabelul XXI.21).

*Tabelul XXI.21*

**Influența pantei asupra caracteristicilor aspersiunei**

| *I* | Descreșterea intensității admisibile % | Descreșterea spre amonte | |
|---|---|---|---|
| | | A razei jetului, % | A ariei aspersate, % |
| 0—0,05 | 0 | 0 | 0 |
| 0,06—0,08 | 20 | 6 | 12 |
| 0,09—0,12 | 40 | 9 | 18 |
| 0,13—0,20 | 60 | 19 | 33 |
| >0,20 | 70 | — | — |

Pentru condițiile din Republica Socialistă România se ia intensitatea aspersiunii, în funcție de elementele de sol și pantă, conform tabelului XXI.22.

*Tabelul XXI.22*

**Corelații admisibile între intensitatea aspersiunii și factorii sol și pantă**

| Grupa | Intensitatea mm/h | Condițiile de sol și pantă |
|---|---|---|
| 1 | 3—6 | Soluri grele cu pante sub și peste 3—4 %și terasate<br>Soluri medii cu pante peste 3—4% și terasate |
| 2 | 5—10 | Soluri medii cu pante sub 3—4 %<br>Soluri ușoare cu pante peste 3—4 % |
| 3 | 8—15 | Soluri ușoare cu pante sub 3—4 % |

b. *Corelarea uniformitatii cu vîntul.* S-a constatat că vîntul reduce uniformitatea și mărește evaporația apei în timpul udării, într-o măsură considerabilă.

Pentru remediere se acționează în mod eficient pe linia reducerii presiunii la aspersor și dirijînd jetul la unghiuri mai joase decît unghiul optim hidrodinamic.

În general, aspersiunea se limitează la viteze ale vîntului sub 3,50 m/s.

c. *Corelarea mărimii picăturilor cu solul și cultura.* Se folosește coeficientul de pulverizare $k_p$ :

$$k_p = \frac{d}{H}, \qquad \text{(XXI.38)}$$

în care : $d$ este diametrul duzei aspersorului, în mm ;
$H$ — presiunea la aspersor, în $mH_2O$.
Se consideră :
$k_p$ peste 0,50 — ploaie grosieră, pentru pășuni și fînețe și soluri nisipoase și ușoare ;
$k_p = 0{,}30-0{,}50$ — ploaie medie, pentru pomi fructiferi și culturi ierboase, pe soluri medii ;
$k_p = 0{,}10-0{,}30$ — ploaie fină, pentru flori, seminceri, tutun și alte culturi delicate, pe soluri grele.

4.4.4. **Eficiența udării prin aspersiune.** *Pierderile de apă prin evaporare* în timpul aspersiunii depind îndeosebi de condițiile climatice, acoperirea solului și finețea aspersiunii (tabelul XXI.23).

*Tabelul XXI.23*

**Pierderi totale medii la aspersiune în 24 h, în %**

| Condițiile climatice | Pierderile în % din totalul aspersat | |
|---|---|---|
| | Pe sol neacoperit | Pe sol cultivat |
| **Aspersiune fină** | | |
| Rece : | | |
| — vînt slab 0—2,20 m/s | Neglijabile | Neglijabile |
| — vînt puternic 4,40—6,70 m/s | 7—10 | 3,50—5,00 |
| Cald : | | |
| — vînt slab | 4— 5 | 2,00—2,50 |
| — vînt puternic | 9—11 | 4,50—5,50 |
| Fierbinte și umed : | | |
| — vînt slab | 6— 7 | 3,00—3,50 |
| — vînt puternic | 10—12 | 5,00—6,00 |
| Fierbinte și uscat : | | |
| — vînt slab | 8—10 | 4,00—5,00 |
| — vînt puternic | 14—16 | 7,00—8,00 |
| **Aspersiune grosieră** | | |
| Rece : | | |
| — vînt slab | Neglijabile | Neglijabile |
| — vînt puternic | 5— 6 | 2,50—3,00 |
| Cald : | | |
| — vînt slab | 3— 4 | Neglijabile |
| — vînt puternic | 8— 9 | 4,00—4,50 |
| Fierbinte și umed : | | |
| — vînt slab | 4—5 | 2,00—2,50 |
| — vînt puternic | 8—10 | 4,00—5,00 |
| Fierbinte și uscat : | | |
| — vînt slab | 7—10 | 3,50—5,00 |
| — vînt puternic | 12—14 | 6,00—7,00 |

*Coeficientul de eficiență* $C_e$ este un indice general, aproximativ dar simplu, care se calculează din relația :

$$C_e = 0{,}50 + \frac{C_u}{2}, \qquad \text{(XXI.39)}$$

în care $C_u$ este coeficientul de uniformitate Cristiansen, exprimat fracționar.

Dacă, de exemplu $C_u = 0{,}80$, atunci $C_e = 0{,}90$ și norma de udare de 500 m³/ha se majorează astfel: 500/0,90 = 555 m³/ha.

### 4.5. UDAREA SUBTERANĂ

4.5.1. **Caracteristici.** Udarea subterană constă în introducerea apei în sol, sub suprafața acestuia, fie cu ajutorul unei rețele de conducte subterane, fie prin infiltrare laterală dintr-o rețea de canale în debleu; de la nivelul de pătrundere a apei în sol, umiditatea se ridică apoi capilar.

În general, metoda oferă condiții pentru o înaltă productivitate a muncii. În cazul unei rețele subterane, metoda oferă condiții optime pentru economie de teren și mecanizare, a lucrărilor agricole.

Dezavantaje: în regiuni aride oferă condiții favorabile sărăturării secundare a solului; nu se poate aplica în soluri ușoare.

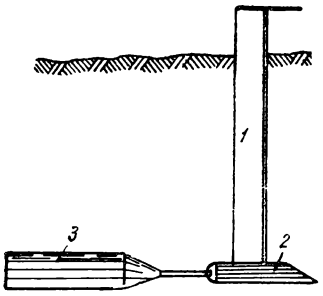



Fig. XXI.7. Schema drenorului cîrtiță:
*1* – lamă verticală; *2* – primul lărgitor; *3* – al doilea lărgitor.

4.5.2. **Udarea subterană prin rețea proprie.** Conductele subterane pot fi construite din diferite materiale prin îngropare: conducte poroase, tuburi ceramice de drenaj, bolovani, fașcine etc., sau pot fi construite în pămînt prin trecerea unui dispozitiv lărgitor acționat de la suprafața solului prin intermediul unei lame verticale: drenorul cîrtiță (fig. XXI.7).

O dată cu introducerea, de dată recentă, a drenajului cîrtiță, perspectivele acestei metode de udare s-au lărgit considerabil: un tractor de putere medie poate trasa pe zi cel puțin 2 ha drenuri cîrtiță, distanțate de 2 m, la adîncimea de 35—40 cm.

4.5.3. **Subirigarea.** Subirigarea din canale de desecare cu funcție reversibilă necesită o serie de condiții naturale favorabile. În natură, în general, condițiile pentru efectuarea corectă a subirigației sînt rare.

Se cere: apă de bună calitate, teren plan și uniform, existența la mică adîncime a unui strat foarte permeabil, așezat la rîndul lui pe un strat impermeabil. Se mai cere o proiectare și exploatare foarte îngrijite.

În condițiile țării noastre se poate aplica numai în zona umedă sau subumedă, pentru prevenirea pericolului sărăturării secundare prezent în zona secetoasă.

## 5. TIPURI DE AMENAJĂRI ȘI PRINCIPII GENERALE DE PROIECTARE

### 5.1. CLASIFICARE

Tipurile de amenajare se diferențiază în special prin construcția rețelelor de distribuție a apei, astfel: amenajări cu canale de pămînt necăptușite; amenajări cu canale de pămînt căptușite și jgheaburi de beton; amenajări cu conducte de joasă presiune și amenajări cu conducte de înaltă presiune.

5.1.1. **Amenajări cu canale de pămînt necăptușite.** În cadrul acestui tip rețeaua de distribuție a apei este formată din distribuitoare de ord. *I*, amplasate la distanțe de

4 000—10 000 m, canale distribuitoare de ord. *II*, amplasate la distanţe de 1 000—3 200 m şi canale de sector amplasate la distanţe de 400—1 200 m, cu lungimi cuprinse între 500—1 500 m. Sînt practicate atît în cazul udării prin scurgere la suprafaţă sau inundare cît şi în cazul udării prin aspersiune, dacă condiţiile pedologice şi în special cele hidrogeologice sînt corespunzătoare unor astfel de amenajări.

În comparaţie cu celelalte tipuri de amenajare, deşi investiţiile iniţiale sînt mai mici şi realizarea lucrărilor nu necesită materiale speciale, prezintă o serie de dezavantaje importante :

— se scoate o suprafaţă importantă din circuitul agricol (4—5%);

— necesită mobilizarea unui volum mare de terasamente, care în cazul canalelor în rambleu se ia din zonele învecinate, creindu-se astfel de cele mai multe ori gropi de împrumut sau denivelări care îngreunează exploatarea agricolă;

— permite importante pierderi de apă (30—40%), ceea ce implică cheltuieli de exploatare ridicate, iar în condiţiile hidrogeologice mai puţin favorabile pot duce la înmlăştinarea sau sărăturarea solului;

— necesită cheltuieli mari de întreţinere;

— prezintă dificultăţi în conducerea şi distribuţia apei, datorită posibilităţilor reduse de automatizare.

5.1.2. **Amenajări cu canale de pămînt căptuşite şi jgheaburi de beton.** În cadrul acestui tip, canalele distribuitoare de ord. *I*, care transportă debite importante (1,50—2,00 $m^3/s$), sînt executate din pămînt, perimetrul udat fiind impermeabilizat cu ajutorul unor căptuşeli. Canalele distribuitoare cu debite mai mici sau canalele distribuitoare de sector se pot executa în totalitate din jgheaburi de beton, dacă udarea se face prin scurgere la suprafaţă. În cazul udării prin aspersiune, pentru ultimele canale (canalele de aspersiune) executate în debleu, nu se recomandă folosirea jgheaburilor.

În comparaţie cu tipul de amenajare cu canale necăptuşite, acest tip de amenajare prezintă următoarele avantaje :

— suprafaţa ocupată de canale este mai mică (1,5—3%);

— permite distribuţia bilaterală a apei pe sectoarele de udare în condiţii mult mai avantajoase decît în cazul canalelor de pămînt, datorită folosirii jgheaburilor;

— pierderile de apă prin infiltraţie sînt mai mici (10—15%);

— evidenţa apei pe jgheaburi se poate asigura fără construcţii speciale pentru apometrie;

— necesită un volum mai mic de lucrări de întreţinere;

— durata de folosinţă a jgheaburilor sau a canalelor căptuşite este cu mult mai mare decît a canalelor de pămînt.

Ca dezavantaje, necesită un volum mare de materiale şi o investiţie iniţială mai ridicată.

5.1.3. **Amenajări cu conducte de joasă presiune.** Acest tip se foloseşte în cazul udării prin scurgere la suprafaţă sau prin aspersiune cu agregate mobile.

Staţia de pompare de punere sub presiune poate deservi o suprafaţă de pînă la 4 000 ha; presiunea de lucru, în funcţie de mărimea şi forma perimetrului precum şi de condiţiile topografice, ajunge pînă la 2,50 $kgf/cm^2$. Staţiile de pompare sînt automatizate, pornirea şi oprirea agregatelor de pompare fiind comandată de consumul de apă din reţea. Instalaţiile de automatizare folosesc castele de presiune sau instalaţii de hidrofoare.

Acest tip de amenajare prezintă o serie de avantaje majore în comparaţie cu tipurile descrise şi anume :

— suprafaţa construită sau ocupată de lucrări este mult mai redusă (0,50—1,00%);

— pierderile de apă pe reţea se reduc sub 5%;

— apometria se poate realiza cu investiţii mici, în condiţii de mare precizie;

— permite un grad înalt de automatizare, ceea ce uşurează lucrările de exploatare.

**5.1.4. Amenajări cu conducte de înaltă presiune.** În principiu acest tip se folosește numai în cazul în care udarea se face prin aspersiune, presiunea de lucru la hidranți fiind de 2,00—4,50 kgf/cm². Rețeaua de conducte fixe este asemănătoare tipului descris anterior, cu deosebirea că antenele (conducte de ultim ordin) au lungimi de pînă la 800 m și sînt amplasate la distanțe de 400—600 m.

Stațiile de pompare de punere sub presiune, în toate cazurile automatizate, pot deservi perimetre a căror suprafețe variază între 700—3 000 ha, în funcție de condițiile topografice și de forma perimetrului de amenajat. În principiu este indicat să se accepte suprafețe mai mici deservite de o stație de pompare de presiune, eliminîndu-se în acest mod conductele de diametre mari care necesită tuburi de beton armat precomprimat.

Acest tip de amenajare, cu toate că reclamă investițiile cele mai ridicate, întrunește cele mai multe avantaje. În afară de avantajele arătate la tipul de amenajare cu conducte de joasă presiune, se elimină agregatele mobile de aspersiune, care creează multiple dificultăți în exploatare (personal calificat pentru exploatarea grupurilor, aprovizionarea cu carburanți și lubrifianți într-un număr mare de puncte, spații speciale necesare depozitării pe timp de iarnă a agregatelor, organizarea reparării etc.).

* * *

În afara tipurilor de amenajare descrise, în practică se pot folosi *tipuri combinate*, cum ar fi amenajările în care se folosesc atît canale deschise căptușite sau necăptușite, jgheaburi de beton armat și conducte de joasă sau de înaltă presiune (care înlocuiesc canalele distribuitoare de sector, în cazul cînd pantele terenurilor întîlnite pe traseele acestora sînt prea mari). Tipurile combinate de amenajare sînt impuse de condițiile naturale ale zonei.

Alegerea celui mai indicat tip de amenajare nu se poate face decît pe baza unei temeinice analize a factorilor naturali (orografie, condiții geotehnice, condiții pedologice și hidrogeologice) și a comparării din punct de vedere economic a diverselor variante de amenajare.

## 5.2. AMENAJĂRI CU CANALE SAU JGHEABURI PENTRU UDAREA PRIN SCURGERE LA SUPRAFAȚĂ

În procesul proiectării una dintre operațiunile importante este alegerea traseelor canalelor distribuitoare de sector. Pentru a se ajunge la alegerea unor amplasări judicioase trebuie să se țină seama de următoarele criterii:

Sectoarele de irigare (udare) vor avea suprafețe între 40—60 ha. Forma optimă este cea dreptunghiulară cu latura mare de 800—1 200 m și latura mică de 400—800 m, astfel încît să se asigure un randament ridicat utilajelor agricole și să se permită racordări sub unghiuri drepte între canale. Forma și dimensiunile sectoarelor de irigare se stabilesc de comun acord cu proiectanții care se ocupă de organizarea teritoriului și a producției agricole din zona în cauză.

Canalele de colectare — evacuare. În sistemele mari, chiar pe terenurile unde nu se pun probleme de desecare, se prevede realizarea unei rețele de canale de colectare — evacuare, care asigură descărcarea canalelor distribuitoare cu debite mai mari de 250 l/s, precum și colectarea apelor de suprafață în exces, care apar în urma ploilor torențiale.

Canalele care asigură descărcarea distribuitoarelor (canale descărcătoare) se dimensionează pentru debite egale cu 33—100% din debitul distribuitorului deservit.

Canalele de colectare — evacuare sînt dimensionate pentru debite egale cu 25—50% din suma debitelor canalelor descărcătoare.

În cazul în care terenul ce urmează a fi amenajat este amplasat într-o zonă cu exces temporar de umiditate, trebuie să se rezolve mai întîi problema desecării.

Drumurile de exploatare se proiectează în concordanţă cu organizarea teritoriului. În cadrul unei amenajări distingem drumuri de solă, drumuri secundare, drumuri principale — toate cu caracter de exploatare agricolă şi drumuri speciale de acces la diverse construcţii şi instalaţii din sistem sau drumuri de întreţinere, în cazul în care pe traseele respective nu sînt prevăzute drumuri de exploatare agricolă (tabelul XXI.24).

*Tabelul XXI.24*

**Dimensiunile drumurilor de exploatare agricolă**

| Categoria drumurilor | Lăţimea părţii carosabile, m | | Acostament, m |
|---|---|---|---|
| | Cu un fir | Cu două fire | |
| De solă | 3 | — | — |
| Secundare | 3 | 5,50 | 2×0,50 |
| Principale | 3 | 5,50 | 2×0,50 |
| De întreţinere | 3 | — | — |

Scheme de amenajare. Pe terenurile cu pante cuprinse între 1 şi 7‰ canalele distribuitoare de sector pot fi trasate pe orice direcţii.

În cazul terenurilor cu pante mici ( $< 1{,}00‰$) trebuie adoptată schema longitudinală, în care canalele distribuitoare de sector sînt trasate pe direcţia curbelor de nivel (fig. XXI.8, *a*).

Pe terenurile cu pante mari (15—30‰) se adoptă schema transversală, canalele distribuitoare de sector urmărind linia de cea mai mare pantă, permiţîndu-se astfel trasarea brazdelor şi fîşiilor în sensul curbelor de nivel (brazda de legătură fiind înlocuită la pante $> 15‰$ cu conductă transportabilă), (fig. XXI.8, *b*).

Nivelarea terenului este una din operaţiile cele mai importante în cazul udării prin scurgere la suprafaţă. Fără o nivelare corespunzătoare nu se poate realiza o udare uniformă a solului.

În cadrul schemei longitudinale, nivelarea fiecărei sole trebuie realizată în două direcţii: longitudinal, în sensul brazdelor şi transversal, în sensul rigolelor.

În cadrul schemei transversale, nivelarea solelor se face numai într-o singură direcţie: în lungul brazdelor.

*Lucrările de nivelare capitală* se realizează în cadrul lucrărilor de amenajare şi admit toleranţe de ±5 cm faţă de planul de referinţă.

La proiectarea lucrărilor de nivelare se are în vedere ca stratul de sol decapat să nu afecteze substanţial fertilitatea acestuia. În mod curent, pe tipurile zonale de sol din ţara noastră, adîncimea de decapare nu trebuie să depăşească 20—25 cm. Panta

minimă admisă în profilurile nivelate este de $0{,}70^0/_{00}$, iar panta maximă de $15^0/_{00}$ pentru brazde și $20^0/_{00}$ pentru fîșii.

La proiectarea, execuția și recepționarea lucrărilor de nivelare trebuie să se aibă în vedere Instrucțiunile tehnice I.D.—1—1963 elaborate în cadrul Comitetului de Stat al Apelor.

*Lucrările de nivelare de exploatare* se execută anual în cadrul activității de producție a unităților agricole respective, în scopul menținerii condițiilor realizate prin nivelarea capitală.

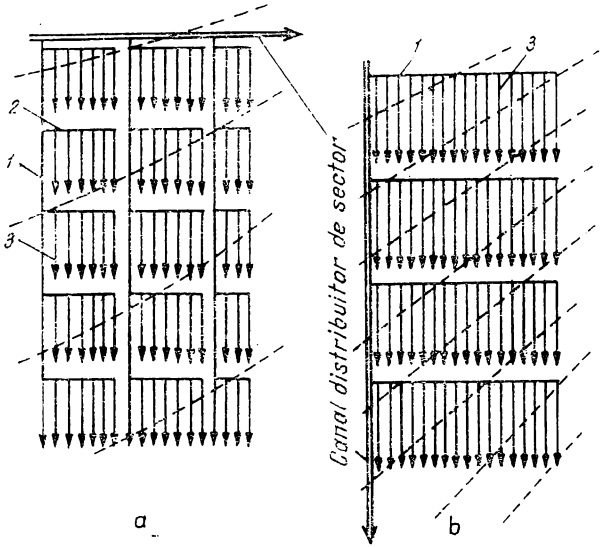



Fig. XXI.8. Schema de amenajare a sectorului irigat pentru udarea prin scurgere la suprafață:

*a* — schemă longitudinală; *b* — schemă transversală; *1* — canal provizoriu; *2* — rigolă, brazdă de legătură; *3* — brazdă sau fișie de udare.

## 5.3. AMENAJĂRI CU CANALE SAU JGHEABURI PENTRU UDAREA PRIN ASPERSIUNE

În cazul schemelor de amenajare pentru udarea prin aspersiune cu grupuri mobile, distribuitoarele de sector (canalele de aspersiune) ca și restul canalelor de distribuție sînt executate în debleu sau semirambleu.

Sectoarele de irigare (udare) au de regulă suprafața cuprinsă între 40—60 ha, forma optimă fiind cea dreptunghiulară cu latura mare de 800—1 200 m. Latura mică a sectorului de irigare, deci distanța dintre canalele distribuitoare de sector, este în funcție de tipul de agregate mobile folosit, respectiv de lungimea aripei mobile de udare.

Canalele de colectare-evacuare au o densitate mai redusă decît în cazul udării prin scurgere la suprafaţă, deoarece reţeaua de alimentare fiind în debleu, poate îndeplini şi funcţia de colectare-evacuare a apelor de suprafaţă.

Drumurile de exploatare au aceleaşi caracteristici şi dimensiuni ca la irigarea prin scurgere la suprafaţă, cu excepţia drumurilor de solă care se amplasează, obligatoriu, în lungul canalelor distribuitoare de sector, pentru a permite accesul agregatelor mobile de aspersiune.

Schemele de amenajare sînt în funcţie de tipul instalaţiei de aspersiune şi de schema de lucru. Agregatele de fabricaţie românească impun trasarea canalelor distribuitoare de sector la distanţe ce variază între 300 şi 576 m (tabelul XXI.25). Lungimea optimă a acestor canale este de 800—1 200 m, ajungînd pînă la 1 500 m, în condiţii de relief corespunzător.

*Tabelul XXI.25*

**Distanţa dintre canalele distribuitoare de sector *DS* în funcţie de tipul instalaţiei şi lungimea aripii**

| Tipul instalaţiei | Intensitatea ploii, mm/h | Lungimea aripii, m | Distanţa dintre *CDS*, m |
|---|---|---|---|
| ASM-1 | 5,50 | 288 | 580 |
| ASM-1 | 6,00 | 240 | 490 |
| ASM-1 | 6,50 | 192 | 400 |
| ASM-2 | 9,30 | 180 | 370 |
| ASM-2 | 13,30 | 150 | 310 |
| ASM-tip vechi | 12—14 | 192 | 400 |

## 5.4. AMENAJĂRI CU CONDUCTE DE JOASĂ PRESIUNE PENTRU UDAREA PRIN SCURGERE LA SUPRAFAŢĂ

Conductele distribuitoare de sector au de regulă lungimi ce variază între 800—1 000 m.

Lungimea optimă a conductelor distribuitoare de sector $l_{CDS}$, în m, se stabileşte pe baza relaţiei:

$$l_{CDS} = \frac{nq_c}{h} \cdot \frac{t}{T} \cdot \frac{\eta}{d} 10^{-4}, \qquad \text{(XXI.40)}$$

în care: $n$ este numărul de canale provizorii sau de instalaţii provizorii ce funcţionează simultan pe conducta distribuitoare;

$q_c$ — debitul unui canal provizoriu sau a unei instalaţii provizorii, în l/s·ha;

$h$ — hidromodulul net, în l/s·ha;

$T$ — timpul luat în consideraţie la calculul hidromodulului, în s;

$t$ — timpul efectiv de udare pe solă, în s;

$\eta$ — randamentul udării în cîmp;

$d$ — distanţa dintre limitele laterale a suprafeţei deservite de conducte distribuitoare, în m.

Timpul efectiv de udare a sectorului de irigaţie (solă) se determină în funcţie de caracteristicile funcţionale ale reţelei provizorii şi de posibilităţile de folosire maximă a timpului dintr-o zi. În mod frecvent, se adoptă 16—20 h efective pe zi. Numărul de zile în care se realizează o udare este diferit şi mai scurt faţă de cel admis la canale deschise, adoptîndu-se, în general, acelaşi număr de zile ca şi pentru întregul sistem.

Distanţa dintre aceste conducte este în funcţie de schema de udare adoptată şi de posibilitatea udării unilaterale sau bilaterale. În cazul udării unilaterale şi a schemei longitudinale, distanţa dintre două conducte distribuitoare de sector este :

$$d = l_p + l_b \text{ [m]}, \qquad \text{(XXI.41)}$$

în care : $l_p$ este lungimea canalului provizoriu sau a conductei mobile de transport, în m ;
$l_b$ — lungimea brazdei, în m.

În cazul schemei transversale distanţa dintre două conducte distribuitoare de sector este egală cu lungimea canalului provizoriu sau a conductei mobile de transport.

Dacă condiţiile topografice permit ca acţiunea conductei să fie bilaterală, distanţa dintre două asemenea conducte se dublează.

Presiunea necesară la ultimul hidrant montat pe conducta distribuitoare de sector este de 0,15—0,25 m faţă de cota terenului rezultată după nivelare, în cazul în care aceasta alimentează canale provizorii. În cazul în care udarea se face cu ajutorul unor conducte mobile, presiunea la hidrant trebuie să asigure şi pierderile de sarcină din acestea.

Conductele distribuitoare de ordin superior se amplasează la distanţe egale cu suma lungimii conductelor distribuitoare pe care le deservesc. De regulă, aceste conducte se trasează în unghiuri drepte faţă de conductele de ordin inferior, în scopul creării condiţiilor optime de desfăşurare a lucrărilor culturale.

## 5.5. AMENAJĂRI CU CONDUCTE DE JOASĂ PRESIUNE PENTRU UDAREA PRIN ASPERSIUNE

5.5.1. **Conducte distribuitoare de sector.** În cazul pantelor mari, amplasarea conductelor distribuitoare de sector se face pe linia de cea mai mare pantă, astfel ca aripile mobile să fie amplasate paralel cu curba de nivel, pentru a nu exista diferenţe mari de presiune între aspersoare.

Distanţa dintre conductele distribuitoare $d_{CDS}$, în m, este egală cu de două ori lungimea de udare a aripei mobile $l_a$, care se determină cu ajutorul relaţiei :

$$l_a = n_a d_a,$$

în care : $n_a$ este numărul de aspersoare pe o aripă ;
$d_a$ — distanţa dintre aspersoare pe aripă, în m.

Lungimea optimă a unei conducte distribuitoare de sector $l_{CDS}$, în m, se calculează cu relaţia :

$$l_{CDS} = \frac{nq_a}{h} \cdot \frac{t}{T} \cdot \frac{\eta_a \eta_m}{2 l_a} \cdot 10^{-4}, \qquad \text{(XXI.42)}$$

în care : $n$ este numărul de agregate de aspersiune care funcționează simultan pe conducta distribuitoare (în mod obișnuit $n = 1...2$ agregate);
$q_a$ — debitul agregatului de aspersiune, în l/s;
$h$ — hidromodulul net, în l/s·ha;
$t$ — timpul în care se admite efectuarea udării pe întreaga suprafață deservită de conducta distribuitoare, în s;
$T$ — timpul luat în considerație la calculul hidromodulului, în s;
$\eta_a$ — randamentul udării în cîmp;
$\eta_m$ — coeficientul pentru defecțiuni mecanice ($\eta_m = 0{,}90$);
$l_a$ — lungimea de udare a aripei mobile în m.

În cazul în care întregul sistem este cu conducte, $T$ devine egal cu $t$, întrucît, din graficul de repartizare a forțelor de muncă se poate observa că sînt perioade cînd se suprapune funcționarea tuturor agregatelor de aspersiune.

Presiunea necesară la hidrant este egală cu 1,50—2,00 m, aceasta fiind impusă de necesitatea realizării amorsării pompei agregatului mobil prin deschiderea hidrantului.

5.5.2. **Conducte de ordin superior.** Acestea se trasează, în general, la distanțe egale cu dublul lungimii conductei distribuitoare, unghiul dintre ele fiind de 90°. În cazul pantelor mari, conductele de ordin superior se amplasează astfel încît să aibă acțiune unilaterală pentru a nu se crea presiuni prea mari în capătul amonte al conductelor distribuitoare de sector, ascendente.

## 5.6. AMENAJĂRI CU CONDUCTE DE ÎNALTĂ PRESIUNE PENTRU UDAREA PRIN ASPERSIUNE

Conductele distribuitoare de sector (antenele), se amplasează la distanțe egale cu de două ori lungimea de udare a unei aripi mobile.

Din analiza investițiilor, rezultă că, cu cît distanța dintre conductele distribuitoare de sector este mai mare, cu atît investiția în conductele fixe este mai redusă, crescînd cea aferentă instalațiilor mobile de udare. În schimb, cheltuielile anuale, în special cele de mutare la schema longitudinală de deplasare, cresc odată cu mărirea distanței dintre conductele distribuitoare. În plus, lungimea aripilor de udare este limitată de criteriul Christiansen și de diametrul admis în condițiile deplasării manuale ($Dn = 100$ mm). Din calcule rezultă că o lungime a aripei de 250—300 m, este optimă numai în cazul deplasărilor mecanice. Pentru deplasările manuale, lungimea admisă practic este de 200 m, distanța dintre conductele distribuitoare de sector (antene) fiind de 400 m.

Lungimea optimă a unei conducte distribuitoare de sector se calculează cu relația (XXI.42), $\eta_m$ fiind egal cu 0,95.

Presiunea necesară la hidrant $P$, în m, este:

$$P = P_a + H_{ar} + H_p + H_r, \qquad \text{(XXI.43)}$$

în care : $P_a$ este presiunea de lucru a aspersorului, în m;
$H_{ar}$ — pierderea de sarcină prin aripa de udare, în m;
$H_p$ — înălțimea prelungitorului, în m;
$H_r$ — pierderea de sarcină în regulator, în m.

Conductele de distribuție de ordin superior se trasează de regulă în unghiuri drepte, pentru asigurarea exploatării agricole în condiții convenabile și întreținerii ușoare a rețelei de conducte. Trasarea conductelor de ord. *II* se face la dublul lungimii antenelor, asigurîndu-se acțiunea bilaterală a acestora. În cazul în care nu pot avea acțiune bilaterală (în special la limitele suprafeței), se amplasează la distanțele impuse de teren. Trasarea conductelor de ord. *I* se face, în general, în baza principiului de a avea acțiune bilaterală, și un traseu cît mai central, pentru echilibrarea presiunilor. La trasarea întregii rețele, trebuie evitate, pe cît este posibil, subtraversările văilor naturale și a canalelor de desecare adînci, care conduc la investiții suplimentare (coturi, goliri etc.).

Suprafața optimă deservită de o stație de punere sub presiune. Suprafața unui sistem de irigație cu conducte îngropate, deservit de o stație de punere sub presiune, poate fi de diferite mărimi, în funcție de orografia terenului, limita de proprietate, hidromodul și amplasarea stației de pompare de punere sub presiune.

În condițiile actuale, luînd în considerație valorile de investiții și cheltuielile anuale aferente, rezultă că suprafața optimă deservită de o stație este de 800—1 200 ha.

Înălțimea optimă de pompare se stabilește avînd în vedere următoarele criterii:

— în condițiile folosirii conductelor de azbociment (clasa 20) și a conductelor PREMO, presiunea în conducte nu poate depăși circa 8 kgf/cm$^2$, impusă de presiunea de regim, din care se scade valoarea suprapresiunilor (care în condițiile unui sistem de irigație pot ajunge la 1,50—2,00 kgf/cm$^2$);

— vitezele maxime în conducte să nu depășească 2 m/s.

Drumurile de exploatare se trasează pe baza acelorași criterii și au dimensiunile arătate în tabelul XXI.24.

O mențiune specială se face în legătură cu necesitatea de a se amplasa cîte un drum în lungul conductelor de ord. *I* și *II* (principale și secundare), pentru a se asigura intervenții rapide, în timpul campaniei de irigare, în diferite puncte de pe aceste conducte, unde s-ar ivi defecțiuni. Este de dorit ca aceste trasee de drumuri să coincidă și cu necesitățile de organizare a teritoriului.

În lungul antenelor nu sînt necesare drumuri. Ele pot fi construite numai în cazul în care necesitățile agricole impun aceasta.

## 6. REȚELE DE DISTRIBUȚIE

Rețeaua de distribuție a apei într-un sistem de irigație reprezintă ansamblul lucrărilor care servesc pentru transportul apei, de la canalul de aducțiune sau canalul magistral, pînă la sectorul de irigație.

Prin sector de irigație se înțelege suprafața irigată din ramificația de ultimul ordin al rețelei de distribuție.

În funcție de tipul de amenajare, rețelele de distribuție pot fi cu canale deschise sau cu conducte sub presiune.

## 6.1. REȚEA CU CANALE DESCHISE

Transportul apei de la canalul de aducțiune și pînă la sectorul de irigație se face prin scurgere liberă pe canale deschise executate de regulă din pămînt, căptușite sau necăptușite.

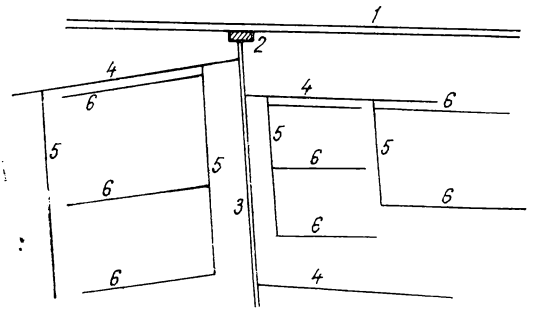



Fig. XXI.9. Schema rețelei cu canale deschise.

**6.1.1. Scheme, elemente componente.** Elementele componente ale rețelei cu canale deschise (fig. XXI.9) sînt :

— priza din canalul de aducțiune *1* care poate fi gravitațională sau prin pompare 2 ;

— canalul distribuitor de ord. *I* $CD_I$ care conduce apă din canalul de aducțiune în canalele de ordin inferior *3* ;

— canalele distribuitoare de ord. *II* $CD_{II}$, care derivă din canalele distribuitoare de ord. *I* și care conduc și distribuie apa în canalele de ordin inferior ; în funcție de mărimea sistemului pot apare canale distribuitoare de ord. *III* $CD_{III}$, de ord. *IV* $CD_{IV}$ etc. *4* și *5* ;

— canalele de sector $CS_1$, care deservesc cîte un singur sector de irigație ; sînt ultimele ramificații ale rețelei de distribuție *6*.

Canalele de sector sînt amplasate la distanțe variabile, în funcție de metoda de udare aleasă, de tipul de amenajare precum și de schema de udare proiectată. Astfel, în cazul udării prin scurgere la suprafață, distanța dintre canalele de sector variază între 400 și 1 200 m ; în cazul udării prin aspersiune distanța este de regulă de 400 m, dublul lungimii unei aripi de ploaie, putînd ajunge la 600 și 800 m, atunci cînd în cadrul schemei de udare sînt folosite aripi de ploaie de lungimi mai mari. În cazul udării prin submersiune, distanța dintre canalele de sector este de 200—400 m, în funcție de mărimea parcelelor și de modul lor de așezare față de canalul de alimentare. Lungimea canalelor de sector se ia în practică de 500—1 500 m.

**6.1.2. Dimensionarea canalelor.** În mod special se prezintă aici particularitățile specifice canalelor de irigații.

În calculele de dimensionare a canalelor trebuie admise acele valori ale vitezei medii $V_m$ care să asigure condițiile de stabilitate a secțiunii transversale a acestora :

$$V_{nr} > V_m > V_{nm}, \qquad \text{(XXI.44)}$$

în care : $V_{nr}$ este viteza de neeroziune, în m/s ;
$V_{nm}$ — viteza de neînnămolire, în m/s.

Viteza de neeroziune (tabelele XXI.26 și XXI.27) pentru terenuri cu structură omogenă se poate determina cu ajutorul formulei lui Goncearov :

$$V_{nr} = 4{,}2\ R^{0,2} \sqrt{(d_m + 0{,}0014)^{0,6}}, \qquad \text{(XXI.45)}$$

în care : $R$ este raza hidraulică, în m ;
$d_m$ — diametrul mediu al particulelor de sol, în m.

*Tabelul XXI.26*

**Valorile $f_a$ și $V_{cr}$ pentru diverse terenuri și înălțimi ale apei în canal**

| Natura terenului | $f_a$ kgf/m² | $V_{cr}$, în m/s, pentru $h$ egal cu valorile : | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,40 m | 1,00 m | 2,00 m | > 2,00 m |
| Pietriș cu nisip grosier | 1,25 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 |
| Nisip fin-mîl | 0,15 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 |
| Prafuri nisipoase | 0,10 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 |
| Loess | 1,00 | 0,55 | 0,60 | 0,65 | 0,70 |
| Argilă | 1,50 | 0,80 | 0,90 | 1,00 | 1,10 |

Pentru terenuri neomogene viteza de neerodare se determină cu ajutorul relației :

$$V_{nr} = \varphi^{0,2}\ V_{cr}, \qquad \text{(XXI.46)}$$

în care : $\varphi$ este raportul între media aritmetică a diametrelor granulelor și diametrul maxim al granulelor ;
$V_{cr}$ — viteza critică, în m/s.

Eroziunile nu se produc dacă sînt îndeplinite condițiile :

$$V_m \leqslant V_{cr} \quad \text{și} \quad F_a \leqslant f_a,$$

în care : $F_a$ este forța de antrenare, în kgf/m² ;
$f_a$ — rezistența particulelor din pereții canalelor, în kgf/m².

Forța de antrenare se determină din :

$$F_a = \gamma\, h\, \mathcal{J}, \qquad \text{(XXI.47)}$$

în care : $\gamma$ este greutatea specifică a apei, în kg/m³ ;
$h$ — adîncimea apei în canal, în m ;
$\mathcal{J}$ — panta longitudinală a canalului.

În funcție de mărimea aluviunilor pe care le conține apa, vitezele admisibile de neerodare pot fi sporite sau reduse. Astfel, în cazul cînd apa care curge pe canal conține aluviuni fine, vitezele admisibile pot fi sporite cu 15—20%; cînd apa conține aluviuni grosiere, vitezele admisibile se reduc cu 20—25%.

*Tabelul XXI.27*

**Viteze de neeroziune pentru diverse categorii de terenuri și căptușeli, în m/s**

| Natura terenului | $V_{nr}$ | Natura căptușelii | $V_{nr}$ |
|---|---|---|---|
| Nisip curat fin | 0,30—0,45 | Brazde așezate pe lat | 0,80—1,00 |
| Nisip mijlociu | 0,40—0,60 | Beton asfaltic | 2,00—3,00 |
| Nisip mare | 0,60—0,75 | Pavaj simplu | 2,00—3,00 |
| Pietriș mare | 1,10—1,30 | Piatră brută uscată | 3,00—4,50 |
| Argilă-nisipoasă | 0,50—1,00 | Piatră brută zidită | 5,80—8,70 |
| Argilă compactă | 0,70—1,20 | Beton B 140 | 5,00—6,00 |
| Loess ușor | 0,40—0,80 | Beton B 170 | 8,00—10,00 |
| Loess compact | 0,60—1,20 | Beton B 210 | 9,00—11,00 |

Viteza de neînnămolire se poate deduce cu ajutorul relației:

$$V_{nm} = AQ^{0,20} \text{ [m/s]}, \qquad \text{(XXI.48)}$$

în care: $Q$ este debitul canalului, în m³/s;

$A$ — coeficient care are următoarele valori:

- 0,55 pentru aluviuni a căror mărime hidraulică $w_r$ este mai mare de 3,50 mm/s;
- 0,44 pentru aluviuni cu $w_r = 1,50—3,50$ mm/s;
- 0,33 pentru aluviuni cu $w_r = 1,50$ mm/s.

În cazul în care elementele geometrice și hidraulice ale canalului sînt cunoscute, capacitatea de transport a curentului (kg-aluviuni/m³-apă) se poate calcula cu formula:

$$\rho = \frac{700\ V}{W_0}\sqrt{\frac{R\ I\ V}{W}}, \qquad \text{(XXI.49)}$$

în care: $W_0 = W$ dacă $W > 2$ mm/s sau $W_0 = 2$ mm/s dacă $W < 2$ mm/s:

$$W = \frac{W_1 + 3\ W_2}{4};$$

$W_1$, $W_2$ reprezintă valorile maxime și minime ale mărimilor hidraulice care caracterizează aluviunile date.

Relația (XXI.49) se aplică la canale necăptușite și fără vegetație, în următoarele condiții: $Q = 0,20...150$ m³/s; viteza medie a curentului $> 0,30$ m/s; conținutul de aluviuni în suspensie $< 5$ kg/m³; media ponderată a mărimii hidraulice a aluviunilor $< 10$ mm/s.

6.1.3. **Alegerea secțiunii transversale.** Secțiunea transversală a canalelor trapezoidale de pământ, necăptușite (fig. XXI.10), se stabilește în funcție de valoarea raportului $\beta = \frac{b}{h}$, folosind relația lui Ghirskan, bazată pe comportarea în producție a canalelor de irigație, deoarece condiția de optim hidraulic nu corespunde în general cu condiția de optim economic (în care $Q$ este debitul, în $m^3/s$ și $m_1$, înclinarea taluzului):

$$\beta = 3\sqrt[4]{Q - m_1}. \qquad \text{(XXI.50)}$$

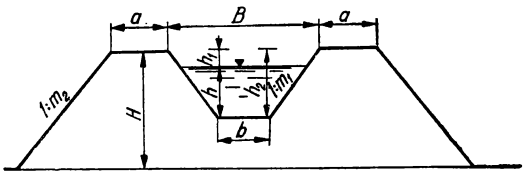



Fig. XXI.10. Efementele profilului transversal ale unui canal.

Înălțimea de siguranță sau garda $h_1$ reprezintă diferența între nivelul normal al apei și coronamentul digurilor în cazul canalelor în rambleu sau semirambleu, sau între nivelul normal al apei și nivelul terenului, în cazul canalelor în debleu.

În proiectare, în funcție de adîncimea apei în canal $h$, se iau pentru înălțimea de siguranță valorile din tabelul XXI.28.

*Tabelul XXI.28*

**Înălțimea de siguranță**

| $h$, m | 0,20—0,30 | 0,35—0,45 | 0,50—0,60 | 0,65—0,75 | 0,80—0,90 |
|---|---|---|---|---|---|
| $h_1$, m | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,35 | 0,40 |

Lățimea de coronament a digurilor canalelor de irigație, notată cu $a$ în fig. XXI.10 se calculează cu relația:

$$a = 0{,}15 + h \text{ [m]}. \qquad \text{(XXI.51)}$$

Înclinarea taluzurilor, pentru canalele distribuitoare de mai mică importanță și pentru canalele de sector, se poate adopta pe baza clasificării texturale a pămînturilor, după Kacinski.

Pentru canalele în rambleu și semidebleu, se recomandă ca minime valorile $m_1$ și $m_2$ din tabelul XXI.29.

*Tabelul XXI.29*

**Înclinarea taluzurilor pentru canale în rambleu și semidebleu**

| Natura terenului | $Q$ = 2...10 m³/s | | $Q$ = 0,5...2 m³/s | | $Q$ < 0,5 m³/s | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $m_1$ | $m_2$ | $m_1$ | $m_2$ | $m_1$ | $m_2$ |
| Argilos, lutoargilos și lutos | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,75 | 1,00 | 0,75 |
| Lutonisipos | 1,25 | 1,00 | 1,25 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Nisipolutos | 1,50 | 1,25 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,00 |
| Nisipos | 2,00 | 1,75 | 1,75 | 1,50 | 1,50 | 1,25 |

Pentru canalele de irigație în debleu și pentru canalele de evacuare cu săpătura pînă la 5 m și adîncimea apei pînă la 3 m, se recomandă ca minime valorile $m_1$ din tabelul XXI.30.

*Tabelul XXI.30*

**Înclinarea taluzurilor pentru canale în debleu**

| Natura terenului | Adîncimea apei în canalele de irigație, m | | | Canale de evacuare |
|---|---|---|---|---|
| | 1 | 1–2 | 2–3 | |
| Argilos, lutoargilos și lutos | 1,00 | 1,00 | 1,25 | 1,00 |
| Lutonisipos | 1,25 | 1,25 | 1,50 | 1,25 |
| Nisipolutos | 1,50 | 1,50 | 1,75 | 1,75 |
| Nisip | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 1,75 |

Se precizează că pentru canalele mari, cu înălțimi mari de rambleu sau debleu, sau în cazul terenurilor cu granulație nefavorabilă, înclinarea taluzurilor se va stabili pe bază de studii speciale.

6.1.4. **Pierderile de apă în rețeaua de canale deschise, necăptușite.** Mărimea pierderilor prin evaporare este în funcție de intensitatea de evaporare și de mărimea suprafeței apei în canale și se determină cu ajutorul relațiilor Kosteakov.

Valoarea pierderilor prin infiltrație este în funcție de natura pămînturilor folosite la construcția canalului, adîncimea nivelului apei subterane, de elementele hidraulice ale canalului, viteza apei și debitul de apă transportat. La stabilirea pierderilor de apă prin infiltrații se recomandă folosirea formulelor Vedernikov.

6.1.5. **Consolidarea și etanșarea canalelor.** Lucrările de consolidare și etanșare a canalelor, prin căptușirea fundului și taluzelor, au ca scop protecția acestora împotriva eroziunii și reducerea pierderilor de apă prin infiltrație.

Căptușirea canalelor ca măsură de protecție împotriva eroziunii este justificată în următoarele cazuri:

— canalele sînt construite în terenuri formate din nisipuri fine și medii, în care vitezele critice avînd valori foarte mici conduc la secțiuni foarte mari;

— canalele sînt construite pe terenuri accidentate, unde menținerea unei pante admisibile, în vederea limitării vitezei apei sub viteza critică de neerodare, ar necesita un număr mare de căderi și ca urmare o investiție suplimentară;

— la canalele de descărcare, care în general au lungimi reduse și pante foarte mari;

— în zone speciale — curbe mari, poduri, construcții hidrotehnice — unde lungimea consolidată se stabilește de la caz la caz.

Căptușelile contra eroziunilor trebuie să satisfacă condițiile:

$$V_m < V_{cr} \quad \text{și} \quad F_a < f_a.$$

Valorile vitezei critice $V_{cr}$ și limitei de rezistență la antrenare $f_a$ pentru unele tipuri de căptușeli sînt date în tabelul XXI.31.

*Tabelul XXI.31*

**Valorile $V_{cr}$ și $f_a$ pentru diverse tipuri de căptușeli**

| Tipul căptușelii | $f_a$ kgf/m² | $V_{cr}$ în m/s pentru $h$ egal cu valorile: | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,40 m | 1,00 m | 2,00 m | >2,00 m |
| Beton sclivisit | 60 | 4,20—7,50 | 5,00—9,00 | 5,70—10,00 | 6,20—11,00 |
| Placi de beton prefabricat | 30—40 | 4,00 | 4,50 | 5,00 | 5,50 |
| Beton asfaltic | 15 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 |
| Mortar de ciment | 10 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 |
| Pereu de cărămidă | 10 | 3,00 | 3,50 | 4,00 | 4,50 |
| Pereu de piatră brută | 8—15 | 3,30 | 4,00 | 4,70 | 5,00 |
| Pereu uscat de bolovani | 6 | 2,70 | 3,20 | 3,80 | 4,00 |
| Pereu zidit din piatră | 20 | 5,80 | 7,00 | 8,10 | 8,70 |
| Brazde | 1,50—2,00 | 1,00 | 1,20 | 1,40 | 1,60 |

Căptușirea canalelor ca măsură de reducere a pierderilor de apă prin infiltrație se justifică în următoarele cazuri:

— randamentul sistemului nu trebuie să scadă sub o anumită limită ca urmare a costului ridicat al apei;

— sursa de apă nu poate asigura decît un debit limitat;

— pierderile de apă trebuie reduse la minimum pentru împiedicarea ridicării nivelului apei freatice și —ca urmare— a evitării degradării solurilor irigate prin înmlăștinare sau sărăturare.

Căptușelile antifiltrante cele mai frecvente sînt executate din beton sau beton armat, beton asfaltic, bitum, argilă. În tabelul XXI.32 se dau unele valori ale coeficienților de infiltrație admiși pentru căptușelile antifiltrante mai frecvente.

*Tabelul XXI.32*

**Coeficienții de filtrație pentru unele căptușeli**

| Tipul căptușelii | Coeficientul de filtrație $k$, în mm/zi |
|---|---|
| Beton | 10—30 |
| Beton asfaltic | 10—20 |
| Prefabricate din beton cu rosturi etanșe | 20—50 |
| Ecran de argilă îngropat | 20—30 |

Tipuri de căptușeli. În amenajările de irigație sînt folosite în general căptușeli care pot să asigure în același timp ambele scopuri arătate mai înainte. La alegerea tipurilor de căptușeală se are totodată în vedere:

— realizarea unei rugozități cît mai mici;

— asigurarea unei rezistențe mari la uzură și stabilitate la agenți atmosferici;

— flexibilitatea căptușelii care să permită deformarea acesteia fără degradări importante.

*Căptușeala de beton simplu turnat direct* este practicată de obicei pentru impermeabilizarea și protecția canalelor mici și mijlocii.

Dozajele folosite pentru betonul impermeabil și rezistent la îngheț sînt de 200—300 kg-ciment/m³-beton. Rosturile transversale se prevăd la distanțe ce variază între 2,50 și 5,00 m, iar rosturile longitudinale sînt practicate la frîngeri de taluzuri și la intersecția taluzurilor cu fundul canalului.

*Căptușeală de beton armat turnată direct* este indicată pentru terenurile cu stabilitate redusă și se folosește în special la impermeabilizarea și protecția canalelor mari.

Se recomandă o armare longitudinală de 0,20—0,50 % și transversală de 0,10—0,30 %. Betonul se toarnă în cîmpuri lungi de 15—20 m, lăsîndu-se intervale libere de 0,50 m care se betonează după ce a avut loc contracția betonului turnat în cîmp. Rosturile longitudinale sînt practicate ca și în cazul căptușelilor de beton simplu.

*Căptușeala din plăci prefabricate de beton sau beton armat*, este folosită în special acolo unde există posibilitatea de organizare industrială a fabricării plăcilor (dalelor), cînd căptușirea trebuie executată într-un timp foarte scurt. În general acest tip de căptușeală se folosește la canalele mici și mijlocii care au lungimi mari, în cadrul unui perimetru irigat.

În practică sînt folosite plăci de diferite dimensiuni, pornind de la $40 \times 25 \times 8$ cm, pentru cele nearmate și ajungînd pînă la $100 \times 200 \times 7$ cm pentru plăcile armate.

Principalul dezavantaj al căptușelilor realizate din plăci prefabricate îl constituie lungimea prea mare a rosturilor și ca urmare pierderi mai mari de apă prin infiltrație și o rugozitate sporită. Așezarea dalelor după rosturi continui oferă o căptușeală mai flexibilă.

*Grosimea* căptușelilor de beton simplu sau armat, turnate direct sau executate din plăci prefabricate, precum și *taluzurile* ce se adoptă pentru canale în cazul căptușirii, sînt date în tabelele XXI.33 și XXI.34.

*Tabelul XXI.33*

**Grosimea căptușelilor de beton, în cm**

| Clasificarea canalelor | Beton simplu | | Beton armat | |
|---|---|---|---|---|
| | Monolit | Dale | Monolit | Dale |
| Canale mici $Q < 1$ m³/s | 7—10 | 4— 6 | — | — |
| Canale mijlocii $1 < Q < 5$ m³/s | 10—15 | 6—10 | 10—15 | 6—10 |
| Canale mari $Q > 5$ m³/s | 10—15 | 6—10 | 10—15 | 6—10 |

*Observații.* Armarea căptușelilor se recomandă în cazul terenurilor foarte permeabile și a loessurilor, pentru reducerea rosturilor.

*Tabelul XXI.34*

**Înclinarea taluzurilor canalelor (coeficientul *m*)**

| Natura terenului | Canale mici | Canale mijlocii | Canale mari |
|---|---|---|---|
| | $h < 1$ m | $1 < h < 2$ | $h = 2 \ldots 3$ m |
| Pietriș și bolovăniș slab cimentat | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Bolovăniș și pietriș cu nisip | 1,25 | 1,50 | 1,50 |
| Terenuri argiloase | 1,25 | 1,25 | 1,50 |
| Argile nisipoase | 1,50 | 1,50 | 1,75 |
| Nisipuri | 1,75 | 2,00 | 2,25 |

*Observații.* Pentru alte categorii de teren și secțiuni de canale cu $h$ mai mare de 3 m, coeficientul de taluz se stabilește prin calcul de stabilitate de la caz la caz.

Pentru tipurile de căptușeli de beton simplu sau beton armat descrise, *lucrările de fundare* constau din :

— nivelarea patului canalului, în cadrul unor toleranțe de $\pm 5$ cm pentru rocile stîncoase alterate și de $\pm 3$ cm pentru pămînturile coezive sau necoezive ;

— compactarea și umezirea suprafeței ce urmează a se căptuși ;

— așezarea stratului de egalizare din nisip sau balast în grosime de 5—10 cm ; în cazul căptușelilor monolite pe terenurile care nu necesită măsuri de drenaj, nu se prevede strat de egalizare.

Căptușeală din pereu de piatră se execută fie zidită cu mortar de ciment, fie uscată, cînd îndeplinește numai rolul de apărare contra eroziunilor.

Acest tip de căptușeală are rugozitate mare, reduce numai parțial pierderile prin infiltrație, datorită lungimii mari de rosturi și cere multă manoperă.

*În afara căptușelilor descrise,* se mai folosesc: căptușeli executate din pereu de cărămidă, din betoane asfaltice, membrane bituminoase îngropate, folii din mase plastice.

Atunci cînd se urmărește numai reducerea pierderilor prin infiltrație, se pot folosi căptușeli din ecrane de argilă sau ecrane bentonitice precum și căptușeli obținute prin sporirea calităților patului natural al canalelor (compactare directă prin batere, colmatare cu argilă, stabilizarea terenului cu rezidii petroliere, cu rășini sintetice sau prin tratare cu sare).

Cele mai des folosite sînt căptușelile de beton simplu sau armat, deoarece sînt rezistente la eroziune, sînt mai puțin permeabile, necesită cheltuieli minime de întreținere și au durată mare de funcționare, apreciată la 40—50 ani.

6.1.6. **Jgheaburi de beton armat.** În tehnica amenajărilor de irigație se practică pe scară din ce în ce mai largă înlocuirea canalelor de pămînt cu jgheaburi de beton armat, care pot fi turnate monolit sau prefabricate în elemente de lungimi variabile.

În practică sînt utilizate următoarele tipuri de jgheaburi:

— jgheaburi de beton armat monolit, cu secțiune rectangulară sau semicirculară, turnate în tronsoane lungi de 20—25 m, unde sînt prevăzute rosturi de dilatație. De regulă rosturile de dilatație sînt practicate pe furci, în dreptul stîlpilor de susținere;

— jgheaburi de beton armat, prefabricat în elemente, care prezintă avantajul realizării acestora în poligoane special amenajate. Lungimea jgheaburilor este limitată la 5—6 m pentru a se realiza elemente cu greutăți care să nu depășească capacitatea utilajelor de manipulare, folosite în mod curent la montaje;

— jgheaburi de beton armat precomprimat, care au greutăți mult mai mici pe unitatea de lungime, ceea ce permite utilizarea unor elemente de lungimi mai mari. La aceste tipuri de jgheaburi, prin utilizarea oțelurilor superioare, se realizează un consum mult mai mic de oțel-beton.

Jgheaburile de beton armat precomprimat folosite în lucrările de irigație pot avea secțiune parabolică, policentrică, semieliptică sau semicirculară. În cele ce urmează sînt descrise jgheaburile cu secțiune parabolică folosite în prezent în amenajările din țara noastră.

*Jgheaburile cu secțiune parabolică* sînt dimensionate pentru înălțimi de 40, 60, 80 și 100 cm și lungimi de 8 m, forma fiind corespunzătoare ecuațiilor: pentru intrados $Y = 2{,}50\ x^2$ și pentru extrados $Y = 2{,}23\ x^2$.

*Tabelul XXI.35*

**Elementele constructive ale jgheaburilor parabolice**

| Înălțimea jgheabului [1] $H$, cm | Deschiderea $B$, cm | $b$ cm | Grosimea jgheabului | | Greutatea kg/buc |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Sus $m$, cm | Jos $n$, cm | |
| 40 | 80,00 | 20 | 5,50 | 6,00 | 1 400 |
| 60 | 98,00 | 20 | 5,50 | 6,00 | 1 850 |
| 80 | 113,20 | 20 | 5,80 | 6,50 | 2 500 |
| 100 | 126,40 | 20 | 6,60 | 7,00 | 3 500 |

[1] V. fig. XXI.11 pentru notații.

Parametrii constructivi ai jgheaburilor cu secțiune parabolică sînt dați în tabelul XXI.35 (notațiile ca în fig. XXI.11).

Stîlpii, furcile și fundațiile, executate tot din elemente prefabricate, au dimensiuni variabile în funcție de înălțimea jgheabului.

Debitele ce pot fi transportate se stabilesc cu ajutorul graficelor din fig. XXI.12 : $Q = f(H; i)$.

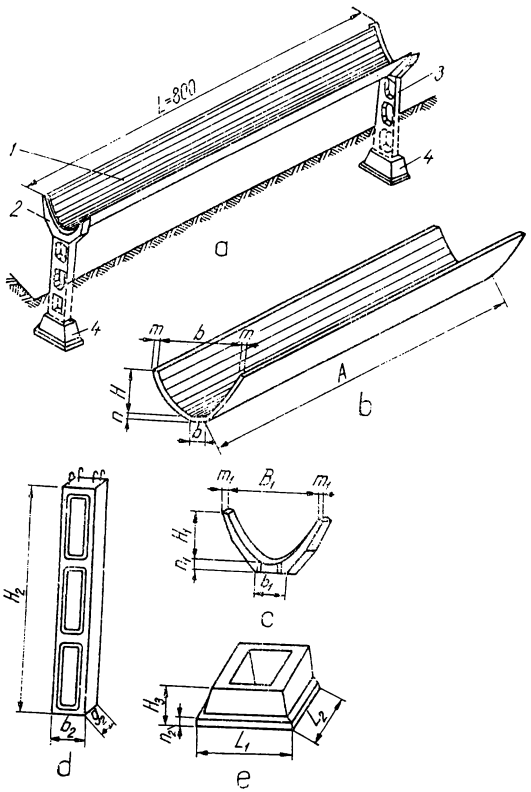



Fig. XXI.11. Jgheabul și piesele anexe:

*a* – ansamblu de montaj; *b* – jgheab de beton armat precomprimat; *c* – furcă de beton armat; *d* – stîlp de beton armat; *e* – fundație pahar de beton armat; *1* – jgheaburi parabolice de beton armat precomprimat; *2* – furcă de beton armat prefabricat; *3* – stîlp de beton armat prefabricat; *4* – fundații tip pahar de beton armat prefabricat.

Vitezele medii se pot stabili cu ajutorul graficelor din fig. XXI.13 : $V = f(H; i)$.

Etanșarea rosturilor se realizează fie prin montarea între furcă și jgheab a unor cordoane de cauciuc, fie prin chituirea rosturilor cu chituri de fabricație specială, care au stabilitate mare atît la temperaturi ridicate cît și la temperaturi joase.

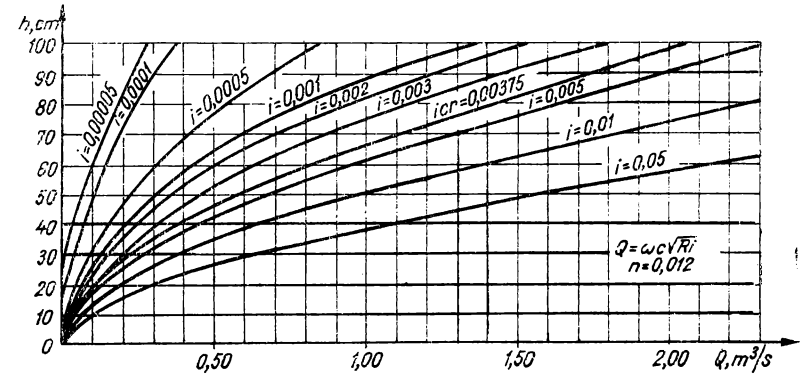



Fig. XXI.12. Grafice pentru determinarea debitului jgheaburilor avînd: $H = 40$, 60, 80 și 100 cm.

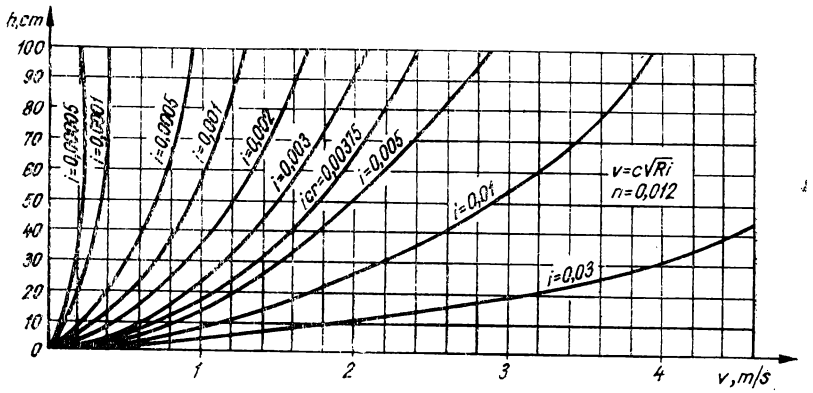



Fig. XXI.13. Grafice pentru determinarea vitezei apei în jgheaburi avînd: $H = 40$, 60, 80 și 100 cm.

## 6.2. REȚEA CU CONDUCTE SUB PRESIUNE

Reprezintă tipul modern de amenajare în care transportul apei de la canalele de aducțiune și pînă la sectorul de irigat se face sub presiune, pe conducte îngropate sau așezate la suprafața terenului. Punerea sub presiune a apei din rețeaua de conducte se realizează prin intermediul unei stații de pompare amplasată pe canalul de aducțiune.

Acest tip de amenajare este adoptat în special în cazul în care udarea se realizează prin aspersiune.

6.2.1. **Scheme, elemente componente.** Elementele componente ale rețelei de irigație cu conducte sub presiune (fig. XXI.14) sînt:

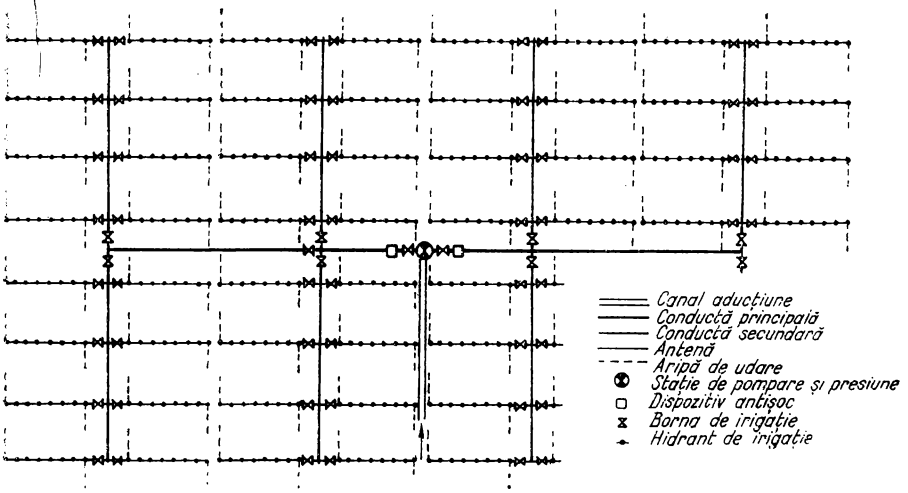



Fig. XXI.14. Rețea de distribuție cu conducte sub presiune.

— c o n d u c t e l e p r i n c i p a l e, care transportă apă în una, două, sau mai multe direcții în funcție de mărimea suprafeței și forma rețelei; au în general diametre mai mari de 400 mm și se realizează din tuburi de oțel, beton armat precomprimat sau azbociment;

— c o n d u c t e l e s e c u n d a r e, ramificații ale conductelor principale, care deservesc mai multe sectoare de udare sînt realizate de regulă din tuburi de azbociment, mase plastice sau oțel;

— c o n d u c t e l e t e r ț i a r e (antene) care deservesc sectoarele de udare; sînt ultimele elemente fixe ale rețelei de distribuție, în cazul în care sistemul de amenajare este semimobil și se realizează din tuburi de azbociment, mase plastice sau oțel;

— d i s p o z i t i v e l e s p e c i a l e pentru protecția, regularizarea și controlul funcționării rețelei.

În unele cazuri, pentru culturi deosebit de valoroase (plantații de vii și pomi), se practică amenajări cu conducte în totalitate fixe, aspersoarele fiind montate direct pe conductele îngropate de ultimul ordin. În aceste situații, în cadrul rețelei de distribuție apare o categorie suplimentară de conducte, de diametre mai mici decît cele folosite pentru antene și care de regulă sînt realizate din tuburi de azbociment sau mase plastice sau oțel; Distanța de amplasare dintre conductele de ultimul ordin în sistemele fixe este în funcție de caracteristicile aspersoarelor adoptate pentru amenajarea respectivă.

În cadrul amenajărilor semimobile, antenele sînt amplasate la distanțe variabile, în funcție de lungimea aripilor de udare care deservesc sectorul respectiv și distanța dintre aspersoare :

$$D = 2\left(L + \frac{a}{2}\right), \qquad \text{(XXI.52)}$$

în care : $D$ este distanța dintre două antene, în m;
$L$ — lungimea aripii de udare, în m;
$a$ — distanța dintre aspersoare, în m.

Schema rețelei poate fi rectangulară sau în X (fig. XXI.15). În proiectare se adoptă de obicei schema rectangulară, deoarece aceasta satisface în mai mare măsură principiile de organizare a teritoriului agricol.

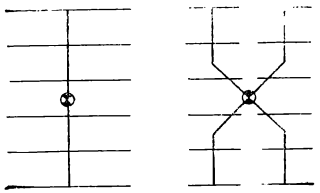


Fig. XXI.15. Schema unei rețele.

Indiferent de schema adoptată, rețelele de conducte pentru irigație sînt de tip ramificat. Schemele de tip inelar nu sînt utilizate deoarece sînt mai costisitoare și nu prezintă avantaje care să justifice investițiile suplimentare.

**6.2.2. Conducte utilizate în amenajările de irigație.** Utilizate în mod frecvent sînt conductele de azbociment, de beton armat precomprimat și din material plastic. Sînt de asemenea utilizate conductele de oțel, în cazul în care condițiile tehnice impun acest lucru.

*Conductele de azbociment* au cea mai largă folosire deoarece au preț de cost mai redus, greutatea mai mică, în comparație cu tuburile din beton, conductibilitate termică redusă, rezistență bună la coroziune și asigură o viteză sporită de montaj față de tuburile metalice. Se fabrică începînd de la diametrul de 50 mm și pînă la 1 000 mm, pentru presiuni de regim de pînă la 10 at (tabelele XXI.36 și XXI.37).

*Tabelul XXI.36*

**Presiunile de regim și încercare a tuburilor de azbociment, în kgf/cm²**

| Clasa | Presiunea de serviciu | Presiunea de încercare |
|---|---|---|
| ACP-5 | 5 | 10 |
| ACP-8 | 8 | 14 |
| ACP-10 | 10 | 18 |

*Tabelul XXI.37*

**Caracteristicile dimensionale ale tuburilor de azbociment**

| Diametrul nominal mm | Diametrul exterior mm | Grosimea peretelui, mm | Greutatea aproximativă kg/m |
|---|---|---|---|
| 50 | 68 | 9 | 3,50 |
| 80 | 100 | 10 | 6,00 |
| 100 | 122 | 11 | 8,00 |
| 125 | 149 | 12 | 12,00 |
| 150 | 178 | 14 | 16,50 |
| 200 | 232 | 16 | 24,00 |
| 250 | 288 | 19 | 36,00 |
| 300 | 346 | 23 | 52,00 |
| 350 | 404 | 27 | 72,00 |
| 400 | 456 | 28 | 83,00 |
| 450 | 512 | 31 | 103,00 |
| 500 | 536 | 34 | 125,50 |
| 600 | 680 | 40 | 177,00 |

La proiectarea și executarea rețelelor de conducte din tuburi de azbociment trebuie avute în vedere prescripțiile Normativului I.8.1963, STAS 3349-59 și STAS 2416-56.

Conductele de azbociment nu sînt indicate în terenuri alunecătoare. În terenurile macroporice trebuie luate măsuri speciale de consolidare a patului de pozare a conductelor cu diametrul mai mare de 400 mm și de respectare a prescripțiilor cu privire la distanțele minime față de construcții. În cazul în care conductele de azbociment subtraversează căi de comunicație, trebuie luate măsuri de protejare cu tuburi de rezistență.

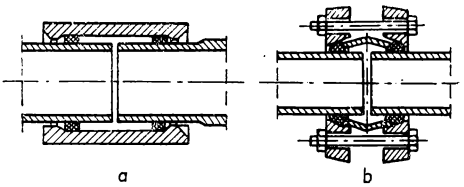



Fig. XXI.16. Îmbinarea tuburilor de azbociment.

Conductele de azbociment sînt foarte sensibile la șocuri și loviri. Trîntirea de la înălțimea de numai 20—30 cm duce la slăbirea sau pierderea rezistenței tubului, chiar dacă acesta nu prezintă urme de deteriorări. Ca urmare, manipularea și transportul tuburilor de azbociment trebuie făcute cu o deosebită grijă, respectîndu-se întocmai prescripțiile tehnice ale fabricilor producătoare.

Pentru îmbinarea tuburilor din azbociment se folosesc fie mufe de azbociment de tip Simplex (fig. XXI.16, *a*), fie mufe de fontă cu flanșe de tip Gibault (fig. XXI.16, *b*). Se recomandă folosirea tipului de îmbinare Simplex pentru diametre < 300 m, iar pentru diametrele mai mari, îmbinarea cu mufe de fontă cu flanșe de tip Gibault. Executarea îmbinărilor se face conform prescripțiilor Normativului C.S.C.A.S. nr. I.8.1963.

La montarea tuburilor trebuie respectată condiția ca acestea să se sprijine pe toată lungimea lor; pentru a permite montarea cu ușurință a conductelor, tranșea trebuie să aibă o lățime cu cca. 50 cm mai mare decît diametrul conductei. După montare, tuburile sînt acoperite, pe porțiunea lor centrală, cu un strat de pămînt de 20—25 cm, tasat manual. Îmbinările sînt astupate tot manual cu un strat de minimum 20—25 cm, după ce s-au executat probele de presiune și au fost remediate toate defecțiunile apărute. Astuparea tranșeei pînă la nivelul terenului se execută, în continuare, mecanizat, cu buldozerul.

Încercarea conductelor de azbociment la presiune hidraulică are drept scop verificarea etanșeității îmbinărilor, a rezistenței conductei și a etanșeității armăturilor (STAS 5493-56). Presiunea de încercare este de 1,50 ori presiunea de regim.

La umplerea cu apă a conductei se vor respecta prescripțiunile Normativului C.S.C.A.S. I-8-1963.

*Conductele de beton armat precomprimat* sînt folosite în amenajările de irigații numai la executarea conductelor principale, în special pentru diametrele de 800 și 1 000 mm. Sub aceste diametre sînt folosite conductele de azbociment.

Deoarece tuburile din beton armat precomprimat au o largă folosire și în domeniul lucrărilor de alimentări cu apă, sînt tratate în secțiunea XXIV.

*Conductele de oțel* se folosesc numai în cazul în care datorită condițiilor tehnice locale nu se pot folosi tuburile de azbociment, material plastic sau beton armat precomprimat. Proiectul va trebui să conțină, în aceste cazuri, toate justificările tehnico-economice.

*Conductele de material plastic.* Pe plan mondial, materialele plastice au o folosire din ce în ce mai mare la realizarea conductelor pentru irigație ca urmare a faptului că prezintă o serie de avantaje: rezistență mecanică și chimică bună, greutate specifică redusă, asamblare ușoară.

În țara noastră se folosesc țevi din PVC rigid care se fabrică în 3 sortimente:

— țevi de tip ușor U pentru presiunea nominală de 2,50 kgf/cm², în lungimi de 4 m;

— țevi de tip mediu M pentru presiunea nominală de 6,00 kgf/cm², în lungime de 4 m;

— țevi de tip greu *G* pentru presiunea nominală de 10,00 kgf/cm², în lungimi de 6 m.

Fabricarea țevilor din PVC se face pe baza prescripțiilor STAS 6675-1962.

La proiectarea și executarea conductelor din PVC rigid trebuie avute în vedere prevederile Normativului C.S.C.A.S. I.1.1961.

Îmbinarea tuburilor și proba de presiune se face pe marginea șanțului. Montarea conductei în șanțuri trebuie făcută în primele ore ale dimineții; se acoperă apoi cu un strat de pământ de minimum 20 cm. Temperatura minimă la montaj va fi de —5°C.

Îngroparea în pământ a conductelor din PVC se face la minimum 1,30 m adîncime în care caz nu se prevăd compensatoare de dilatație, chiar în aliniamente lungi. În cazul în care conductele de PVC rigid se montează mai spre suprafața terenului este necesar să se prevadă lire de dilatație și compensatoare.

6.2.3. **Elemente specifice pentru calculul hidraulic al conductelor de irigație.** În proiectare se adoptă viteze mai mici de 2 m/s. Viteza optimă economică nu poate fi generalizată, deoarece un sistem de irigație constituie un ansamblu de conducte cu diametre foarte variate. Stabilirea soluției economice se face prin tatonări, ținînd seama de:

— costul rețelei de conducte (inclusiv armătura) la diferite cote piezometrice de refulare;

— costul stației de pompare la cotele stabilite de rețea;

— costul energiei consumate.

Înălțimea de refulare a stației de pompare de punere sub presiune $H_{ps}$, în m, se stabilește prin transmiterea cotei piezometrice pe baza relației:

$$H_{ps} = C_{ph} + H_1 + \Sigma\Delta h, \qquad \text{(XXI.53)}$$

în care: $C_{ph}$ este cota piezometrică la hidrantul cel mai dezavantajos, în m;

$H_1$ — pierderile de sarcină pe conducte de la hidrant la stația de pompare, în $mH_2O$;

$\Sigma\Delta h$ — pierderile de sarcină locale, în $mH_2O$.

Se pot considera ca presiuni optime următoarele valori, în funcție de mărimea sistemelor:

— 5,50—6,50 kgf/cm², pentru sistemele de 500—800 ha, amplasate pe teren plan;

— 7,50—8,00 kgf/cm², pentru sisteme de 2 000—3 000 ha, amplasate pe teren plan.

6.2.4. **Pierderi de apă pe conducte.** Cea mai mare parte a pierderilor de apă care apar într-un sistem de irigație cu conducte sub presiune se produce datorită neetanșeității îmbinărilor sau a armăturilor, existenței unor fisuri și a porilor din tuburi.

Pierderile se împart în pierderi tehnice admisibile și pierderi datorită lipsei de întreținere.

În proiectare, pierderile de apă inevitabile în rețelele de conducte pentru irigație, sînt evaluate la 10% din debitul de dimensionare.

6.2.5. **Profilul longitudinal al conductelor.** Adîncimea de pozare. Deoarece prin proiectare nu se cere îngroparea conductelor sub adîncimea de îngheț, prevăzîndu-se instalațiile de golire totală pentru perioada de iarnă, adîncimea de pozare va fi astfel aleasă încît să nu împiedice executarea lucrărilor agricole și să permită trecerea utilajelor agricole și de transport, fără a se pricinui deteriorarea tuburilor.

Pentru a satisface condiția legată de lucrările agricole, generatoarea superioară a conductelor trebuie să fie situată la minimum 80 cm, în terenurile arabile și minimum 90 cm, în plantațiile vitipomicole.

Condiția legată de asigurarea trecerii utilajelor agricole și de transport este satisfăcută dacă se adoptă adîncimile prevăzute în tabelul XXI.38.

*Tabelul XXI.38*

**Adîncimea minimă de pozare a conductelor care permite trecerea utilajelor agricole și de transport**

| Felul conductei | Adîncimea minimă de pozare, cm |
|---|---|
| Conductă de oțel | 80—100 |
| Conductă de beton armat precomprimat | 100 |
| Conductă de azbociment și PVC dur | 100—150 |

La subtraversarea drumurilor publice sau a căilor ferate se iau măsuri speciale indicate de normativele departamentale respective.

Panta conductelor este în general egală cu panta terenului. În cazul terenurilor plane se are în vedere necesitatea ca panta conductelor să fie cel puțin egală cu panta necesară asigurării golirii.

În proiectare se admit, în funcție de diametrul conductei, pantele minime arătate în tabelul XXI.39.

*Tabelul XXI.39*

**Pantele minime ale conductelor de irigație**

| Diametrul conductei, mm | Sensul curentului | |
|---|---|---|
| | Ascendent | Descendent |
| 100—700 | 0,002 | 0,004 |
| 700—1 200 | 0,001 | 0,002 |

6.2.6. **Dispozitive speciale.** Rețelele de conducte pentru irigație sînt prevăzute cu dispozitivele necesare asigurării unei funcționări corespunzătoare, din punct de vedere tehnic. Aceste dispozitive pot fi împărțite în două grupe: dispozitive speciale pentru protecția rețelei și dispozitive necesare regularizării și controlului funcționării rețelei.

Dispozitive speciale pentru protecția rețelei. *Dispozitivele pentru preluarea loviturilor de berbec* sînt amplasate de regulă pe conductele se-

cundare la distanțe variind între 1 500—2 000 m (4—5 derivații), pe conductele principale în amonte de fiecare derivație și în imediata apropiere a stațiilor de pompare (fig. XXI.17 și XXI.18).

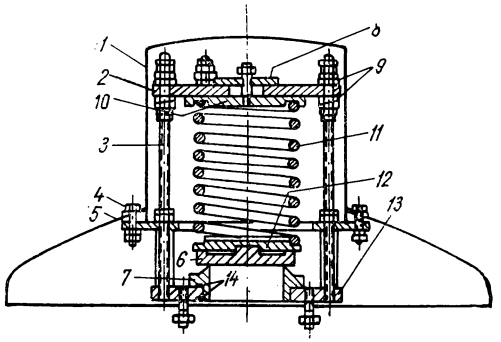



Fig. XXI.17. Dispozitivul antișoc de preluare a loviturii de berbec:

*1* — apărătoare; *2* — flanșă superioară; *3* — tijă; *4* — șaibă specială; *5* — inel; *6* — placă obturătoare; *7* — duză; *8* — placă de fixare; *9* — inele de siguranță; *10* — capac superior; *11* — arc de siguranță; *12* — capac inferior; *13* — flanșă de legătură; *14* — garnituri inelare.

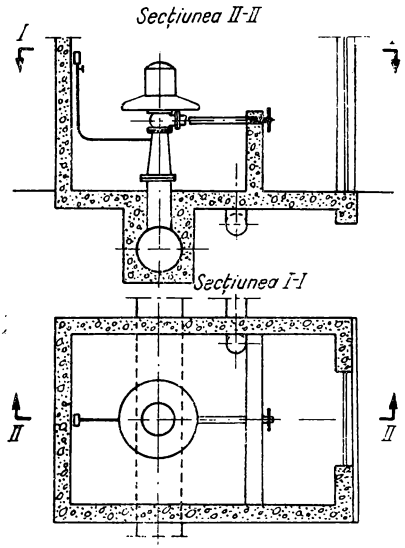



Fig. XXI.18. Schema instalării dispozitivului antișoc.

Dispozitivele cu diametrul supapei de 50 mm sînt folosite pentru conducte cu *Dn* 200—400 mm, cele cu diametru de 80 mm pentru conducte cu *Dn* 400—600 mm, iar cele cu diametrul supapei de 125 mm pentru conducte cu *Dn* = 800— 1 000 m (tabelul XXI.40).

*Tabelul XXI.40*

**Caracteristicile dispozitivelor pentru preluarea loviturilor de berbec tip Neyrpic**

| Supapă de 50 mm | | | | | Supapă de 80 mm | | | | | Supapă de 125 mm | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Diametrul resort, mm | Presiunea maximă de etanșeizare, mm $H_2O$ | Debitul maxim, l/s | Presiunea la care supapa este deschisă, m$H_2O$ | Suprapresiunea corespunzătoare, m$H_2O$ | Diametrul resort, m | Presiunea maximă de etanșeizare, mm$H_2O$ | Debitul maxim, l/s | Presiunea la care supapa este deschisă, m$H_2O$ | Suprapresiunea corespunzătoare, m$H_2O$ | Diametrul resort, mm | Presiunea maximă de etanșeizare, mm$H_2O$ | Debitul maxim, l/s | Presiunea la care supapa este deschisă, m$H_2O$ | Suprapresiunea corespunzătoare, m$H_2O$ |
| | | | | | 6 | 9 | 51 | 15 | 6 | 10 | 11 | 133 | 17 | 6 |
| | | | | | 8 | 18 | 68 | 26 | 8 | 12 | 17 | 160 | 24 | 7 |
| | | | | | | | | | | 14 | 24 | 187 | 33 | 9 |
| 6 | 28 | 32 | 38 | 10 | 10 | 31 | 85 | 41 | 10 | 16 | 33 | 214 | 43 | 10 |
| | | | | | | | | | | 18 | 40 | 234 | 51 | 11 |
| 8 | 54 | 43 | 67 | 13 | 12 | 44 | 100 | 56 | 12 | 20 | 55 | 266 | 67 | 12 |
| | | | | | 14 | 67 | 119 | 80 | 13 | 22 | 67 | 294 | 81 | 14 |
| 10 | 89 | 53 | 105 | 16 | 16 | 89 | 136 | 105 | 16 | 25 | 89 | 334 | 104 | 15 |
| | | | | | 18 | 108 | 149 | 126 | 18 | 28 | 108 | 364 | 125 | 17 |
| 12 | 124 | 62 | 143 | 19 | 20 | 144 | 170 | 163 | 19 | 32 | 151 | 428 | 171 | 20 |

*Supapele de aerisire* permit introducerea automată a aerului în cazul în care pe conductă apare fenomenul de vacuum (fig. XXI.19).

*Supapele de dezaerisire* permit evacuarea automată a pungilor de aer ce se creează pe conducte în timpul exploatării (fig. XXI.20).

Atît supapele de aerisire cît și cele de dezaerisire se amplasează în punctele cele mai înalte ale rețelei de conducte (conducte principale și secundare). Pe antene nu se prevăd astfel de dispozitive, evacuarea aerului realizîndu-se prin intermediul hidranților.

Dispozitive speciale pentru regularizarea și controlul funcționării rețelei. *Vanele*, care pot fi: vane de capăt (amplasate în capătul amonte al conductelor principale), vane de linie (amplasate în lungul conductelor de ord. *I* și *II*), vane de distribuție și vane de golire.

*Dispozitivele pentru regularizarea presiunii* asigură funcționarea normală a tuturor aspersoarelor. Sînt amplasate la capătul amonte al antenelor, ceea ce presupune dimensionarea acestora astfel ca pierderile de sarcină de pe traseu să nu depășească 3—4 metri, pentru a nu avea neuniformități în aplicarea udărilor.

În cadrul amenajărilor sînt folosite două tipuri de regulatoare a căror caracteristici sînt date în tabelul XXI.41. Reglarea acestor dispozitive se face de către fabrică din 0,50 în 0,50 kgf/cm², eroarea fiind de pînă la 10%.

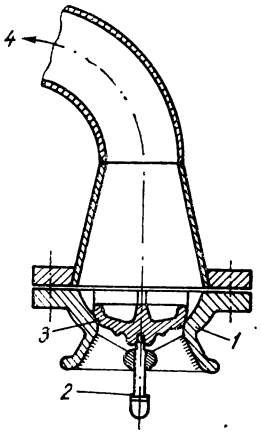



Fig. XXI.19. Dispozitiv de aerisire Neyrpic:
*1* – capacul supapei; *2* – supapă; *3* – garnitură de cauciuc (amortizare); *4* – spre conductă.

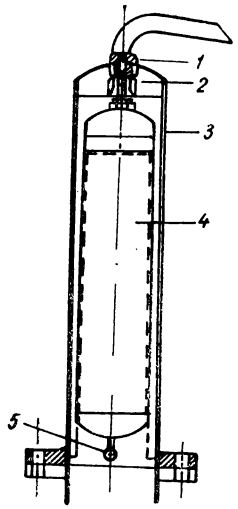



Fig. XXI.20. Dispozitiv de desaerisire Neyrpic:
*1* – țeavă de oțel inoxidabil; *2* – obturator; *3* – corpul supapei; *4* – plutitor; *5* – nervuri de ghidaj.

*Tabelul XXI.41*

**Caracteristicile regulatoarelor de presiune**

| Tipul regulatorului | Diametrul nominal, mm | Debitul maxim, l/s | Presiunea de reglare kgf/cm² |
|---|---|---|---|
| R 100 | 100 | 18 | 2,50–4,50 |
| R 150 | 150 | 30 | 2,50–4,50 |

*Dispozitivele limitatoare de debit* permit evitarea unor consumuri peste cele prevăzute. Sînt folosite numai în cazuri speciale și au caracteristicile indicate în tabelul XXI.42.

*Tabelul XXI.42*

**Caracteristicile limitatoarelor de debit**

| Tipul limitatorului | Diametrul nominal, mm | Debitul minim, l/s | Debitul maxim, l/s |
|---|---|---|---|
| L 100 | 100 | 5 | 15 |
| L 150 | 150 | 9 | 27 |

*Dispozitivele de măsurare a volumului de apă* sînt amplasate de regulă la ieșirea din stația de pompare, pe conducte care deservesc doi beneficiari, sau în alte puncte de pe rețea, indicate de către organul de exploatare al sistemului.

Tipul de dispozitiv (contor) se alege în funcție de debitul conductei în secțiunea în care vrem să înregistrăm volumele de apă scurse (tabelul XXI.43).

*Tabelul XXI.43*

**Caracteristicile funcționale ale contoarelor**

| Caracteristica, l/s | Diametrul, mm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 60 | 80 | 100 | 120 | 200 | 300 |
| Debitul minim | 0,12 | 0,12 | 0,20 | 0,35 | 2,50 | 5,00 |
| Debitul de la care sensibilitatea este ±5% | 0,40 | 0,40 | 0,70 | 1,20 | 5,00 | 10,00 |
| Debitul maxim accidental | 20,00 | 20,00 | 30,00 | 60,00 | 220,00 | 500,00 |
| Debitul maxim de funcționare | 10,00 | 12,00 | 18,00 | 35,00 | 125,00 | 275,00 |

# 7. STAȚII DE POMPARE

## 7.1. CLASIFICARE

**7.1.1. Clasificări după locul pe care îl ocupă în schema hidrotehnică.** În acest caz stațiile de pompare pentru irigații pot fi:

— stații de bază (de treapta *I*) care pompează apa direct din sursa naturală;

— stații de repompare (de treapta *II*, *III* etc.), care pompează apa dintr-un canal în care apa a fost adusă tot prin pompare;

— stații de punere sub presiune care pot fi atît stații de bază cît și de repompare, însă care nu pompează apa într-un canal cu nivel liber, ci într-o rețea de conducte sub presiune;

— stații de pompare reversibile care au aceleași agregate, pot efectua alternativ atît funcția de alimentare a irigațiilor, cît și funcția de desecare;

— stații de pompare mixte care pot îndeplini simultan, însă în general cu agregate diferite, mai multe funcții (irigații, desecări etc.).

7.1.2. **După importanță.** Încadrarea stațiilor de pompare în clase de importanță se face corespunzător sistemelor de irigații deservite, conform STAS 4273-61.

7.1.3. **După tipul constructiv.** Stațiile de pompare definitive se clasifică astfel:

Stații de pompare fixe:

— fără cameră subterană (fig. XXI.21);

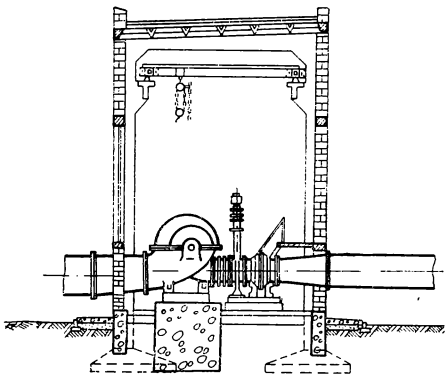


Fig. XXI.21. Schema stației de pompare pentru irigații, fără cameră subterană.

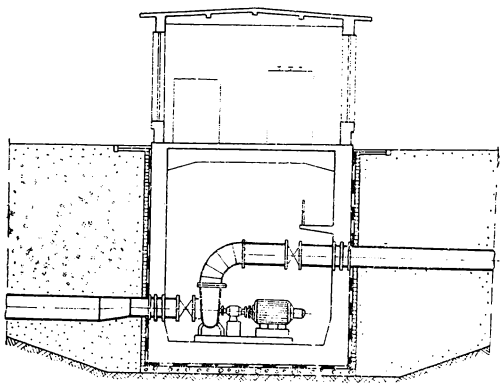


Fig. XXI.22. Schema stației de pompare cu cameră subterană uscată.

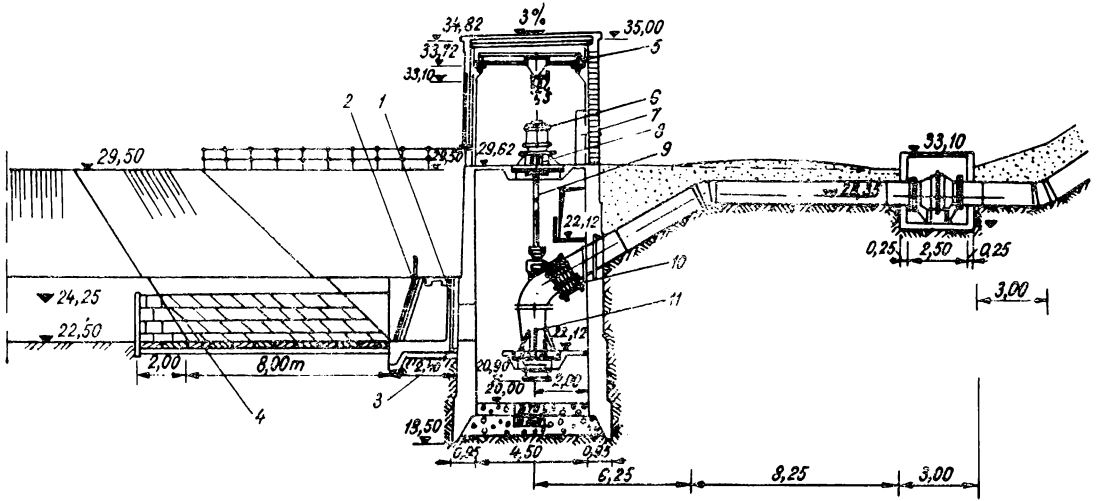



Fig. XXI.23. Schema staţiei de pompare cu cameră subterană umedă :

*1* — nişă batardou ; *2* — grătar ; *3* — rost de etanşare ; *4* — dale de beton ; *5* — grindă rulantă pentru 5 tf ; *6* — electromotor MASV 200 kW ; *7* — tablou motor TM ; *8* — crapodină ; *9* — ax final intermediar ; *10* — compensator cu burduf ; *11* — pompă tip Dunărea 750 V.

— cu cameră subterană: cameră uscată (fig. XXI.22); cameră umedă (fig. XXI.23); bloc (fig. XXI.24, *a*, *b*; v. 7.7.1).

Stații de pompare plutitoare (fig. XXI.25).

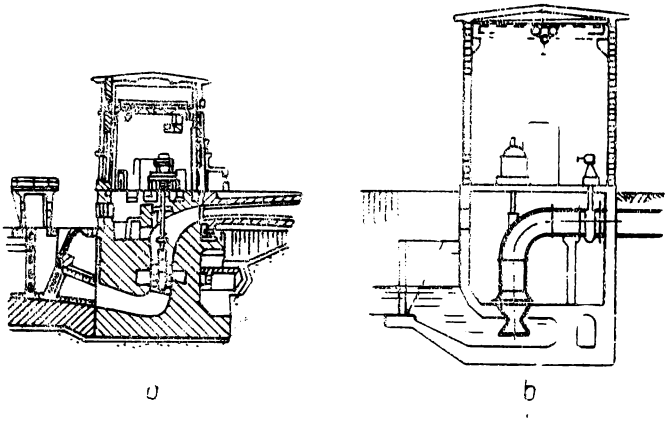



Fig. XXI.24. Schemele unor stații de pompare cu cameră subterană bloc.

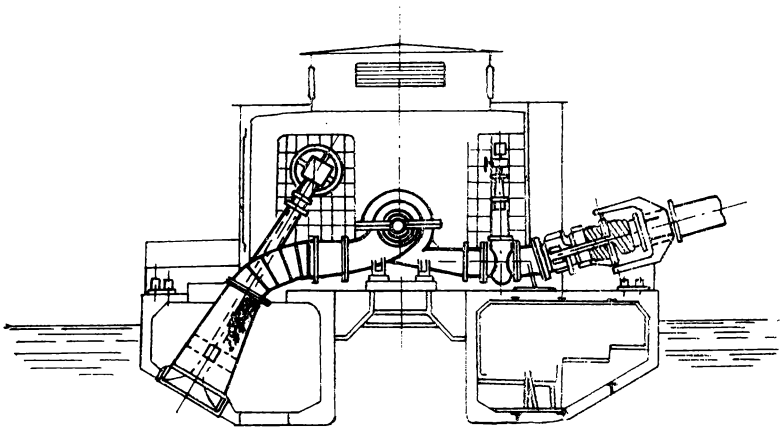


Fig. XXI.25. Schema stației de pompare plutitoare.

## 7.2. NODUL HIDROTEHNIC AL STAȚIEI DE POMPARE

7.2.1. **Nodul hidrotehnic** care constituie stația de pompare se compune din :
— priza stației de pompare, care poate fi separată sau comună cu stația ;
— clădirea stației de pompare propriu-zisă :
— conductele exterioare de aspirație și refulare ;
— bazinul de aspirație, în caz că pompele nu au conducte de aspirație, avancamera, formată din elemente pentru dirijarea apei spre orificiile de acces, grătare cu dispozitive de curățire, batardouri de închidere, paserele și scări etc. ;
— bazinul de refulare ;
— clădirea postului de transformare (la stațiile electrice) ;
— clădirea pentru locuințele personalului de deservire, atunci cînd stațiile de pompare sînt izolate de punctele populate și numai în cazul stațiilor mijlocii și mari și uneori și la stațiile mici neautomatizate.

7.2.2. **Datele de bază pentru proiectarea unei stații de pompare pentru irigații.** Acestea sînt : debitul și înălțimea de pompare. Pentru proiectare sînt necesare de asemenea studii topografice și geotehnice în amplasament, gradul de detaliere al lor fiind stabilit prin normativele în vigoare corespunzător fazei de proiectare respective.

Înălțimea de pompare este suma înălțimii geodezice și a pierderilor de sarcină prin conductele de aspirație și refulare. Pentru stabilirea înălțimii geodezice se face analiza următoarelor niveluri caracteristice :

N i v e l u r i l e l a a s p i r a ț i e. Nivelurile minime și maxime în rîuri se stabilesc în funcție de clasa lucrării (STAS 4273-61), conform tabelului XXI.44.

*Tabelul XXI.44*

**Asigurările nivelurilor după clasa lucrării, în %**

| Clasa | I | II | III | IV |
|---|---|---|---|---|
| Asigurarea de calcul a nivelului minim | 99,00 | 97,00 | 95,00 | 95,00 |
| Asigurarea de calcul a nivelului maxim | 0,10 | 1,00 | 2,00 | 5,00 |
| Asigurarea de verificare a nivelului maxim | 0,01 | 0,10 | 0,50 | 1,00 |

Aceste niveluri sînt calculate pentru perioada în care se efectuează irigațiile.

Nivelul apei în canalele care servesc drept sursă pentru stațiile de repompare sînt determinate prin schema hidrotehnică a rețelei de canale.

N i v e l u r i l e d e r e f u l a r e. Nivelul maxim în canalul de irigație care este alimentat de stația de pompare (cota de comandă) se stabilește prin schema hidrotehnică a sistemului de irigație. Cota piezometrică la intrarea conductei de refulare în rețeaua de conducte sub presiune pentru irigații se stabilește în urma calculului hidraulic al acestei rețele.

Înălțimea geodezică de calcul este diferența dintre nivelele maxime la refulare și minime la aspirație, așa cum au fost definite mai sus. Nivelurile minime ale aspirației mai

servesc și la corecta amplasare pe verticală a centrelor rotoarelor pompelor. Nivelurile maxime la aspirație servesc pentru asigurarea stației de pompare împotriva inundării.

## 7.3. PRIZELE STAȚIILOR DE POMPARE

În caz că stația de pompare aspiră dintr-un canal alimentat gravitațional, stația de pompare nu are o priză propriu-zisă.

7.3.1. **Prizele stațiilor de pompare** [1]) trebuie să îndeplinească o serie de condiții arătate la secțiunea IX.

7.3.2. **Tipurile cele mai uzuale de prize** sînt următoarele :

Prize cu cameră în care apa are acces prin orificii de captare. Camera de priză poate fi separată de stația de pompare, lipită de ea, sau poate constitui infrastructura sa. Din motive economice se recomandă această ultimă alternativă, ori de cîte ori este posibil.

Prize la care captarea apei se face prin aspiratoare (în general metalice). Aspiratoarele pot aparține fie chiar conductelor de aspirație ale agregatelor de pompare, fie unor conducte de aducțiune, conducte care pot fi gravitaționale sau sifonate.

În fig. XXI.26 se dau elementele hidraulice strict necesare care se recomandă pentru proiectarea acestor prize.

## 7.4. ECHIPAMENTUL HIDROMECANIC DE BAZĂ

Echipamentul hidromecanic de bază este constituit din agregatele pompă-motor. Clasificarea pompelor este stabilită prin STAS 6868-63.

Pompele necesare pentru irigații pot fi atît cu ax orizontal cît și cu ax vertical. Se preferă — mai ales pentru stațiile de bază — pompele cu ax vertical.

7.4.1. **Alegerea pompelor.** Această operație se face pe baza debitului și înălțimii de pompare, folosind curbele caracteristice garantate de uzina furnizoare.

Debitul unei pompe este rezultatul împărțirii dintre debitul maxim al stației de pompare și numărul de pompe. Numărul agregatelor în stația de pompare se recomandă a fi cuprins între 2 și 8 și în mod optim între 3 și 6. În mod cu totul excepțional, pentru stațiile cu debite foarte mari, ce ar necesita agregate de import, se admite și instalarea unui număr de agregate mai mare de 8.

Tipul agregatului se alege după curbele $Q = f(H)$, căutîndu-se ca :

— la înălțimea de pompare cea mai frecventă, punctul de funcționare pe curbă $Q = f(h)$, să corespundă punctului maxim de pe curba randamentului $\eta = f(H)$ ;

— la înălțimea maximă și minimă de pompare punctul de funcționare să nu depășească limitele de funcționare normală a pompelor (fără pericol de instabilitate și cavitație), limite care de obicei se indică pe curbele caracteristice de către uzina furnizoare.

În cazul unor variații mari și frecvente ale înălțimilor de pompare se vor lua în considerație și posibilitățile reglării pompei în timpul exploatării în funcție de sarcină, pentru a asigura funcționarea în limita zonei randamentului optim sau pentru a mări

[1]) Pentru prize se va consulta și STAS 3621-63 — „Captări de apă din rîuri. Prize. Prescripții generale de studii și proiectare".

debitul pompei corespunzător puterii disponibile a motorului. În prezent, în mod practic, nu se pot realiza decît reglaje prin varierea pierderilor de sarcină pe refulare (obturarea prin vană) și prin schimbarea unghiului de înclinare a paletelor la pompele axiale (însă numai la pompele DVR).

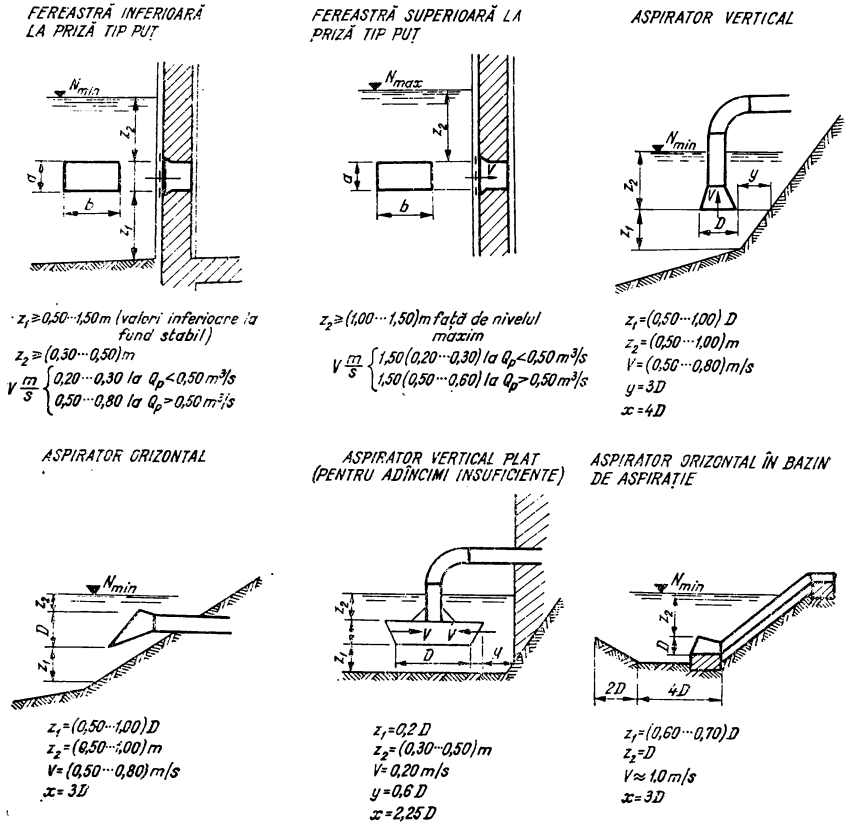



Fig. XXI.26. Elemente hidraulice pentru proiectarea prizelor.

7.4.2. **Cota axului pompelor.** Aceasta se determină pe baza înălțimii maxime admisibile de aspirație $H_{NAdisp}$:

$$H_{NAdisp} = \frac{P_a - P_v}{\gamma} - h_{wa} - \sigma H, \qquad \text{(XXI.54)}$$

în care: $P_a$ este presiunea atmosferică la nivelul suprafeței libere a apei în bazinul de aspirație;
$P_v$ — presiunea de vaporizare a apei;
$h_{wa}$ — pierderea de sarcină pe conducta de aspirație;
$\sigma$ — coeficientul de cavitație Thoma;
$H$ — înălțimea totală de pompare.

Pentru utilizarea formulei (XXI.54) se dau în tabelele XXI.45 și XXI.46 valorile:

$$\frac{P_a}{\gamma} \text{ și } \frac{P_v}{\gamma}.$$

*Tabelul XXI.45*

**Presiunea atmosferică la diferite altitudini, în m**

| Altitudinea, m | 0 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 800 | 1 000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $P_a/\gamma$ | 10,30 | 10,20 | 10,10 | 10,00 | 9,80 | 9,70 | 9,60 | 9,40 | 9,70 |

*Tabelul XXI.46*

**Presiunea vaporilor de apă în funcție de temperatura apei, în $mH_2O$**

| Temperatura apei, °C | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $P_v/\gamma$ | 0,09 | 0,12 | 0,24 | 0,43 | 0,75 | 1,25 | 2,02 | 3,17 | 4,82 | 7,14 |

Înălțimea maximă de aspirație este uneori indicată în cataloagele și prospectele uzinei furnizoare. În orice caz pentru instalații importante $H_{NA\ disp}$ trebuie obligatoriu confirmată de uzină.

7.4.3. **Rezerva de debit a stației de pompare.** Numărul mic de ore de funcționare a stației de pompare de irigație (sub 2 000 h pe an), care permite să se aibă la dispoziție un timp suficient pentru efectuarea de revizii și reparații, precum și faptul că debitul maxim la care se dimensionează stația are loc pe perioade scurte (cîteva săptămîni sau chiar zile), conduc la concluzia că în stațiile de pompare pentru irigații nu este necesară prevederea agregatelor de rezervă, lucru pe deplin confirmat de practica exploatării.

## 7.5. INSTALAȚII AUXILIARE

7.5.1. **Instalația de amorsare.** Aceasta este necesară la stațiile de pompare echipate cu pompe neînecate. Amorsarea se poate realiza fie cu pompe de vid, care aspiră aerul, fie prin umplerea conductelor de aspirație cu apă. A doua metodă se recomandă numai în cazul stațiilor de pompare provizorii sau foarte mici (sub 0,30 $m^3/s$) în cazul în care

pentru umplere se pot folosi pompe manuale volumice sau pur și simplu vase de umplere, fiind necesar în mod obligatoriu ca aspiratoarele să fie prevăzute cu organe de închidere (clapeți).

7.5.2. **Instalații de ridicare și transport în interiorul stației de pompare.** Deoarece aceste instalații au timpi anuali de utilizare redusă, nu este indicată folosirea de poduri rulante electrice, decît la sarcini care depășesc 20 t. Sub 20 t se folosesc podurile rulante acționate manual, ale căror caracteristici sînt prezentate în STAS 6879-63. La sarcini sub 2 t se recomandă folosirea de monoșine, iar sub 300 kg instalația de ridicare și transport poate lipsi, aceste operații executîndu-se cu ajutorul trepiedelor și a altor mijloace curente.

7.5.3. **Instalații de epuisment.** Acestea sînt necesare în toate cazurile în care apa care ar pătrunde în stația de pompare (din infiltrații, din pierderi de apă ale conductelor, armăturilor etc.) nu poate fi evacuată gravitațional. Alegerea agregatelor și a schemei de epuisment necesită o analiză de la caz la caz. Astfel, la stațiile de pompare cu cameră umedă, unde golirea camerei este necesară numai pentru anumite intervenții, se poate prevedea un grup de pompare mobil care să poată fi instalat în oricare din compartimentele subterane și să efectueze golirea lor, de obicei prin conducte flexibile de cauciuc. Golirea unui compartiment trebuie să se facă într-un timp convenabil (în general maximum 4 h).

La stațiile cu cameră uscată se prevede o instalație fixă care aspiră apa colectată într-o başe. Această instalație este de obicei automatizată în funcție de nivelul apei în başa de colectare. Pentru astfel de instalații se folosesc pompe centrifuge verticale de tip ACV.

7.5.4. **Instalația de încălzire și ventilație.** Stațiile de pompare pentru irigații nefuncționînd în sezonul rece, nu se dotează cu instalații de încălzire. Este necesar însă să se prevadă posibilitatea golirii tuturor conductelor și armăturilor pentru a nu îngheța.

## 7.6. CONDUCTE ȘI ARMĂTURI

7.6.1. **Conducte de aspirație.** Acestea trebuie să îndeplinească următoarele condiții: să fie etanșe, să nu permită acumularea de aer și să aibă pierderi de sarcină cît mai mici.

Conductele de aspirație pot fi independente pentru fiecare pompă sau comune pentru toate pompele sau pentru o grupă de pompe. Conductele independente se preferă, în afara cazurilor în care au lungimi foarte mari. Etanșeitatea se asigură prin alegerea unui material corespunzător (în general țevi de oțel cu îmbinări prin sudură). Acumulările de aer se evită prin proiectarea conductelor cu pantă continuă crescătoare spre pompă. Schimbările de diametru trebuie realizate prin reducții asimetrice cu generatoarea superioară orizontală sau în pantă crescătoare pe direcția curentului.

Diametrul economic rezultă din compararea costului conductei cu cheltuielile legate atît de consumul suplimentar de energie electrică, cît și de adîncirea suplimentară a stației de pompare care este cu atît mai mare cu cît diametrul aspirației este mai mic. Se interzice adoptarea de diametre mai mici decît diametrul ștuțului de aspirație al pompelor. Se vor evita de asemenea diametre care conduc la viteze mai mici de 0,70—0,80 m/s pentru a nu se produce depuneri de nisip în conducte și pentru că în acest caz autoantrenarea aerului nu se realizează.

În cazul în care conducta de aspirație este comună, se verifică viteza corespunzătoare debitului unei singure pompe.

*Armăturile* care se instalează pe conductele de aspirație sînt vanele, admise numai cînd pompele sînt înecate sau cînd aspirația este comună pentru mai multe pompe.

De asemenea, conductele de aspirație trebuie prevăzute cu posibilități de spălare prin contracurent de apă și guri de vizitare (pentru diametre de peste 800 mm).

7.6.2. **Conducte de refulare.** Acestea au rolul de a face legătura între agregatele de pompare și bazinul de refulare sau rețeaua de conducte îngropate sub presiune.

Conductele de refulare se compun din : conducta propriu-zisă, armăturile de pe ea și difuzorul care formează capătul aval și care se amplasează în bazinul de refulare.

Materialele folosite la conductele de refulare pentru stațiile de pompare pentru irigații sînt mai ales metalul și tuburile de beton armat precomprimat.

Numărul de fire al conductelor de refulare precum și materialul se alege pe baza de calcule tehnico-economice. La lungimi de pînă la 100 m se prevăd în general un număr de fire egal cu numărul pompelor.

Diametrul economic rezultă din alegerea sumei cheltuielilor anuale (directe și indirecte) minime. Vitezele rezultate sînt de ordinul a 1,50—3,00 m/s și chiar mai mari.

## 7.7. CONSTRUCȚIA STAȚIEI DE POMPARE

Criteriile care determină alegerea unuia sau altuia din tipurile constructive sînt : tipul agregatului de pompare, regimul nivelurilor în special la aspirație și calitățile terenului de fundație.

7.7.1. **Stabilirea tipului constructiv și a dimensiunilor de ansamblu.** Este necesar să se analizeze dispoziția în plan vertical și în plan orizontal a parametrilor de bază.

Parametrul de bază în plan vertical este stabilirea cotei axului pompei. *Pentru pompele verticale* va rezulta în general tipul constructiv cu cameră subterană umedă sau tipul bloc.

Tipul constructiv cu cameră subterană umedă (fig. XXI.23) se caracterizează prin faptul că partea subterană este constituită dintr-o cameră cu pereți de beton armat în care apa are acces printr-o avancameră formată din : radier, pile și aripi marginale (ziduri de sprijin), avancameră care formează suportul grătarelor și a batardourilor de închidere a accesului apei în caz de necesitate.

Cota planului pîlniei de aspirație a pompei este egală cu cota nivelului minim în camera de aspirație, minus înecarea.

Pentru a determina înălțimea camerei umede este necesar să se stabilească cota zero a stației de pompare, care este cota pardoselii sălii motoarelor verticale, egală cu cota terenului în amplasamentul stației la care se adaugă 20—50 cm. Se face apoi verificarea la neinundabilitate, cota zero a stației trebuind să fie superioară nivelului maxim.

Tipul constructiv bloc se caracterizează prin faptul că apa accede la aspiratorul pompei printr-o galerie de acces cu secțiune variabilă și cu profil în formă de trompă, din care cauză partea subterană a construcției stației rezultă mult mai masivă. Se distinge tipul bloc propriu zis (fig. XXI.24, *a*) în care corpul pompei este înglobat complet în masivul de beton și tipul bloc cu cameră uscată (fig. XXI.24, *b*), formată din galeria de acces la aspirator în partea inferioară și dintr-o cameră uscată în care este amplasat corpul pompei, acest subtip avînd avantajul că permite vizitarea pompei în timpul funcționării.

*Pentru pompele orizontale*, analiza în plan vertical conduce la stații de pompare fără cameră subterană sau la stații de pompare cu cameră subterană uscată.

Cota axului pompelor se ia egală cu cota nivelului minim la aspirație, plus înălțimea maximă admisibilă de aspirație $H_{NA\,disp}$.

În cazul în care cota axului pompelor astfel calculată este superioară cotei terenului, rezultă o stație de pompare fără cameră subterană. Dacă cota zero a stației rezul-

tată este totuși inferioară cotei nivelului maxim al apei, nu mai poate fi majorată ca în cazul pompelor verticale. Neinundabilitatea stației se va asigura prin alte măsuri, cum ar fi includerea stației într-un dig inelar, apa avînd acces printr-un stăvilar sau prin transformarea stației în tipul de cameră uscată, agregatele fiind protejate de o cuvă etanșe, ai căror pereți se înalță pînă la asigurarea neinundabilității, de jur împrejurul cuvei creindu-se o platformă de pămînt, sau, mai bine, prin renunțarea la pompele orizontale și adoptarea de pompe verticale.

În cazul în care cota axului pompelor este inferioară cotei terenului, rezultă o stație de tip cameră uscată. Tipul constructiv cu cameră uscată rezultă aproape întotdeauna [1]) și atunci cînd este necesar ca pompele să fie prevăzute a funcționa înecat, necesitate cerută uneori de considerente de simplitate și siguranță a automatizării.

Tipul constructiv fără cameră subterană (v. fig. XXI.21) se compune dintr-o clădire obișnuită industrială, cu fundații izolate sub stîlpi, ori cu fundații continui, sau cu radier general de fundație, în funcție de natura terenului și de mărimea agregatelor.

Tipul constructiv cu cameră subterană uscată (v. fig. XXI.22) se compune dintr-o cuvă etanșe cu pereți de beton armat, izolată la exterior. Înălțimea totală a camerei se compune din distanța de la axul pompelor la fundul camerei (care rezultă din dimensiunile agregatului de pompare) și din distanța de la axul pompei la intradosul planșeului de cota zero. Cota zero se stabilește aici la fel ca pentru stațiile de pompare cu pompe verticale.

Cele expuse mai înainte se referă mai ales la gabaritele în plan vertical ale părții subterane a stațiilor de pompare. Pentru partea supraterană a stațiilor, mai întîi trebuie să se decidă asupra necesității suprastructurii, adică a clădirii stației. O oarecare incomoditate la exploatare, necesitatea de a prevedea o macara portal sau de a avea automacarale în dotație, faptul că în orice caz este nevoie de o clădire, într-adevăr mai redusă, pentru adăpostirea echipamentului electric de comandă și automatizare, precum și costul mai ridicat al motoarelor cu protecție corespunzătoare, sînt elemente care trebuie să intre într-o analiză detaliată cînd se pune problema adoptării unei stații de pompare fără suprastructură.

Înălțimea clădirii stației se stabilește pe baza dimensiunii agregatelor de pompare și a utilajului de ridicat și transport în interiorul stației, fiind necesară o distanță de minimum 20 cm între cota inferioară a piesei ce se transportă și cota superioară a piesei peste care se trece. În caz că nu se prevede utilaj de ridicare sau transport (pod rulant sau monoșină), atunci înălțimea stației la interior se adoptă în general de 3,50 m.

Analiza în plan orizontal. Pentru stabilirea dimensiunii stației de pompare în plan orizontal, analiza diferă de asemenea după cum pompele sînt verticale sau orizontale.

*Pentru pompele verticale* se stabilesc mai întîi dimensiunile camerei umede. Aceste dimensiuni sînt rezultatul cercetărilor pentru buna funcționare hidraulică. O mărire a acestor dimensiuni nu duce, după cum s-ar crede la prima vedere, la o mai bună funcționare, ci mai degrabă la rezultate contrarii.

La calculul lungimei infrastructurei se ia de obicei cazul agregatelor verticale așezate pe un singur rînd, fiecare agregat avînd camera sa. De remarcat că se pot pune și mai multe agregate într-o cameră, însă se recomandă a se face studii pe model pentru fiecare caz în parte.

În general dimensiunile în plan ale infrastructurii sînt suficiente și pentru suprastructură, deoarece la pompele axiale (exceptînd pe acelea de puteri foarte mari) diame-

[1]) Excepție face cazul în care aducțiunea la stația de pompare se face printr-un canal în rambleu.

trul pompei este mai mare decît diametrul motorului de antrenare, iar echipamentul auxiliar și cel electric se poate amplasa în aceste dimensiuni. În caz însă că este necesară o suprastructură mai mare, de exemplu pentru includerea în clădirea stației a postului de transformare, o parte din suprastructură se poate realiza în consolă.

*Pentru pompele orizontale,* se dau în tabelul XXI.47 elementele strict necesare stabilirii dimensiunilor în plan orizontal, care pot fi utilizate cu titlu orientativ.

*Tabelul XXI.47*

**Elemente pentru dimensionarea stației cu pompe orizontale (în plan orizontal)**

| Specificul distanței | Distanțele minime, în mm, la debitul pompei, în $m^3/s$: | | |
|---|---|---|---|
| | < 0,50 | 0,50—1,50 | > 1,50 |
| Distanța de la capătul agregatului la perete | 700 | 1 000 | 1 700 |
| Distanța între capetele agregatelor | 800—1 000 | 1 000—1 200 | 1 200—1 500 |
| Distanța de la perete la agregatele paralele | 1 000 | 1 250 | 1 500 |
| Distanța între axele agregatelor paralele | 1 000—1 200 | 1 200—1 500 | 1 500—2 000 |

7.7.2. **Structura de rezistență.** Calculele de rezistență se vor face în conformitate cu normele în vigoare, printre care STAS 502-55, STAS 503-49, STAS 504-49, STAS 506-59, STAS 1546-50, STAS 3599-52 etc.

Grupurile de pompare cu ax orizontal se așază pe blocuri de fundație. În calcule se recomandă ca greutatea blocurilor să fie de minimum 4,50 ori greutatea grupurilor; pentru grupuri grele de peste 3 t în scopul eliminării vibrațiilor se recomandă fundații pe pat elastic (straturi de plută etc.).

Suprastructurile stațiilor de pompare au în general un schelet de rezistență în cadre, format din stîlpi și grinzi, rigid legate la noduri. Sarcina principală a acestora este susținerea podului rulant încărcat la capacitatea maximă.

La stațiile mici fără poduri rulante suprastructura se realizează din zidărie portantă. Zidăria portantă precum și zidăria de umplutură a stațiilor cu schelet de rezistență se execută din cărămidă sau înlocuitori.

7.7.3. **Metode de execuție.** Se vor da unele considerații asupra fundării stațiilor de pompare pe terenuri sensibile la înmuiere, deoarece acesta este cazul foarte frecvent al stațiilor de pompare pentru irigație. Pentru a se obține o asigurare fără riscuri a stabilității stației de pompare așezată pe loess este necesar ca sarcina stației să fie transmisă la stratul de teren stabil de la baza loessului. Modalitățile prin care se poate face acest lucru variază în funcție de grosimea loessului, recomandîndu-se următoarele:

— dacă grosimea loessului sub fundație este de numai 2—3 m, se îndepărtează în întregime și se înlocuiește cu loess compactat sau cu beton de loess;

— dacă stratul de loess este de 5—6 m grosime, stația se fundează pe puțuri săpate manual sau mecanic, umplute cu beton simplu. Puțurile manuale pot avea diametrul de 1,20—1,50 m;

— dacă stratul de loess este de 8—12 m, stația se fundează pe piloți de beton armat bătuți sau pe piloți forați;

La grosimi mai mari se pot folosi piloții forați sau puțuri săpate mecanic și umplute cu beton. În cazul în care stratul de bază este permeabil, măsurile pot fi mai ușoare, ca de exemplu îndepărtarea stației de bazinul de aspirație la de circa 4 ori grosimea loessului și pozarea conductelor de refulare în canivouri vizitabile, concomitent cu o supraveghere foarte atentă în exploatare asupra eventualelor pierderi de apă.

## 7.8. STAȚII DE POMPARE PLUTITOARE

Plutitorii se clasifică în 2 grupe (fig. XXI.27):

— plutitori carenați paralelipipedici, care formează un corp unic de navă, avînd agregatele amplasate în cală (fig. XXI.27 *a*);

— plutitori compuși, formați din doi sau mai mulți flotori, avînd o platformă comună pe care sînt amplasate agregatele (fig. XXI.27, *b*, *c*).

**7.8.1. Indicații generale pentru dimensionarea plutitorilor.** Stația de pompare plutitoare are un caracter semistaționar de vas tehnic și prin urmare trebuie să îndeplinească și condițiile strict necesare de navigabilitate pentru a face posibilă remorcarea, ancorarea și acostarea, fără a stînjeni traficul fluvial. Plutitorul trebuie să îndeplinească condițiile de flotabilitate și stabilitate în toate ipotezele de încărcare; el trebuie să plutească chiar în cazul inundării unuia din compartimente.

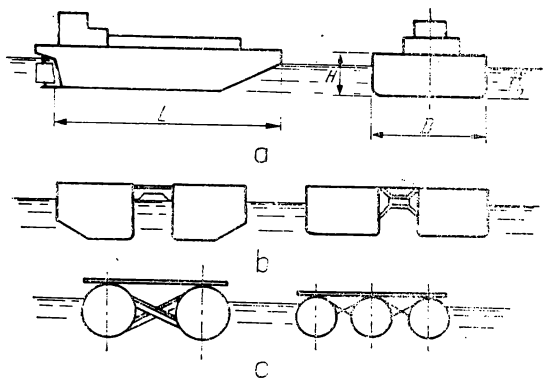



Fig. XXI.27. Plutitori pentru stații de pompare.

Pescajul $T$ (fig. XXI.27) pentru plutitorii carenați, lățimea $B$ și lungimea $L$ măsurată la linia de plutire trebuie astfel alese încît deplasamentul $V$ să corespundă cu greutatea stației de pompare, gradul de plenitudine recomandat $\delta = \dfrac{V}{LBT}$ trebuind să aibă valori cuprinse între 0,85 și 0,95.

Coeficientul de finețe a secțiunii maestre $\beta = \dfrac{\omega}{BT}$ se recomandă să aibă valori cuprinse între 0,95 și 1,00 ($\omega$ fiind aria secțiunii maestre a carenei).

Se mai recomandă următoarele raporturi între dimensiuni :

$$\frac{L}{B} = 1 - 4; \quad \frac{T}{B} = 0{,}18 - 0{,}085; \quad \frac{H}{T} = 2{,}00 - 3{,}50,$$

în care $H$ este înălțimea totală a plutitorului de la chilă la linia punții.

**7.8.2. Spații necesare și încăperi anexe.** O stație de pompare plutitoare carenată cuprinde : sala mașinilor și încăperile anexe.

Sala mașinilor formează un singur compartiment (în cazul plutitorului cu lungimea de pînă la 20 m) sau mai multe compartimente (în cazul lungimilor mai mari) etanșe (condiție impusă de prescripțiile tehnice pentru construcțiile navale). Lungimea unui astfel de compartiment etanș se stabilește din condiția flotabilității vasului cu unul din compartimente inundat.

Încăperile auxiliare sînt acelea necesare instalațiilor de navigație, manevră și ancoraj, precum și cabine pentru personalul de exploatare, dacă pe mal nu se construiesc încăperi pentru personal.

La stația de pompare plutitoare formată din plutitori compuși, agregatele sînt amplasate pe platformă, protejate cu o construcție ușoară de tablă sau lemn. La acestea nu se prevăd în general cabine pentru personal.

Legătura între stația plutitoare și punctul fix de pe mal se realizează printr-un racord, de construcție specială, care trebuie să asigure, în anumite limite, libertatea plutitorului de a se deplasa atît în plan cît și pe verticală.

## 7.9. AUTOMATIZĂRI

Automatizările stațiilor de pompare pentru irigații, care refulează apa în canale deschise, se bazează pe nivele și sînt similare cu automatizările stațiilor de pompare pentru desecare. Singura deosebire este că automatizarea nu se face pe baza nivelelor din amonte, ci pe baza celor din aval (din bazinul de refulare). În plus, din cauză că oscilațiile de nivel în bazinele de refulare sînt în general mai mici decît oscilațiile din bazinele de aspirație ale stațiilor de pompare pentru desecare, este necesar uneori ca automatizarea prin relee de nivel să fie completată și cu relee de temporizare, adică după ce prima pompă intră în funcțiune la atingerea unui nivel minim anumit, celelalte să funcționeze comandat de un releu de temporizare, care le pornește la intervale de timp alese inițial. La oprire, de asemenea, ultima pompă este scoasă din funcțiune la atingerea unui anumit nivel maxim în bazinul de refulare, după care releele de temporizare scot din funcțiune pe rînd celelalte pompe, la intervale de timp alese inițial.

## 7.10. PARTICULARITĂȚILE STAȚIILOR DE PUNERE SUB PRESIUNE

Aceste stații asigură apa la cerere, în orice moment și în orice cantitate (limitată însă de prevederile proiectului), cu presiunea prevăzută pentru tipul de aspersor ales. Există o similitudine funcțională deplină cu rețelele de alimentare cu apă orășenești. Deoarece însă la debitele mari cerute de irigații nu se poate asigura o compensare orară prin rezervoare (așa cum se poate face la alimentările cu apă orășenești), stația de pompare trebuie să funcționeze în condiții mai dificile, urmărind strict curba consumului de apă.

Regularizarea [1]) funcționării acestor stații este în general de două tipuri :

— regularizarea cu rezervoare de compensare care pot fi cu nivel liber (plasate la înălțime) și cu presiune ;

— regularizare cu descărcarea debitului suplimentar.

Din considerente de eficiență economică s-a ajuns la concluzia că primul tip se poate aplica la sistemele de toate mărimile, dar în special la sistemele mici și mijlocii, iar al doilea tip se aplică la sistemele mari.

Din combinarea tipurilor de regularizare cu parametrii de comandă aleși (presiuni, debite, puteri etc.) rezultă o mare varietate de scheme de automatizare, unele din ele combinînd chiar mai multe tipuri de regularizare.

Cele mai frecvente scheme de automatizare folosite la noi în țară sînt :

a) automatizare pe bază de presiune folosind regularizarea cu hidrofoare ;

b) automatizare pe bază de nivele folosind regularizarea cu rezervoare de compensare cu nivel liber ;

c) automatizarea pe bază de debite, folosind regularizarea cu by-pass de descărcare.

În schema *a* comanda pompelor este dată de relee de presiune în trepte montate la cazanul hidrofor. Cînd numărul pompelor este însă mare (peste 4), atunci releele nu pot selecta treptele de presiune care sînt mici și atunci, pe lîngă două relee de presiune pentru prima pompă, se introduc și relee de timp care comandă pompele următoare. Din cauza costului ridicat al hidrofoarelor și consumului mare de metal, această schemă este indicată pentru instalații mici (de pînă la 1 $m^3/s$).

În schema *b* comanda de pornire și oprire a pompelor se dă de către relee de nivel, în funcție de nivelele apei în rezervoarele de compensare. Se folosesc de asemenea și releele de timp în cazul în care în stație sînt montate un număr mare de pompe. Această schemă se pretează la instalații de orice mărime, însă costul mare al rezervoarelor este o piedică în aplicare, mai ales în cazul terenurilor plane unde este necesar să se prevadă castele de apă foarte înalte (60—70 m).

În schema *c* comanda de pornire a pompelor se dă în funcție de debitul cerut în rețea, printr-un debitmetru (sau mai multe) amplasat pe conducta de refulare, care asigură declanșarea și anclanșarea pompelor. În schema hidromecanică este necesară și o conductă de descărcare, a cărei vană se deschide automat cînd debitul cerut în rețea este sub 20—30 % din debitul nominal al unei pompe, deoarece la acest debit foarte mic pompele funcționează în regim de instabilitate. În acest fel o parte din apa pompată se întoarce imediat în bazinul de aspirație, ceea ce reprezintă o energie consumată inutil, însă de mică importanță. Schema se pretează la instalații mari de pompare.

## 8. AMENAJĂRI CU CARACTER SPECIAL

Se prezintă aci problemele privind : irigații din surse locale, irigații cu ape reziduale și irigații pentru ameliorarea sărăturilor.

### 8.1. IRIGAȚII DIN SURSE LOCALE

Cele mai importante surse locale, pentru condițiile noastre, sînt acumulările pe văi cu scurgere temporară și sursele subterane.

[1]) Prin regularizare în sensul celor expuse în continuare se înțelege coordonarea debitelor solicitate în rețea, cu debitele livrate de stația de pompare.

8.1.1. **Acumulări pe văi cu scurgere temporară.** Acestea găsesc cele mai bune condiții topografice în regiunea colinară, dar se pot realiza în numeroase cazuri și în regiunea de cîmpie. În condițiile țării noastre se pot realiza astfel de acumulări cu folosință agricolă complexă (irigații, alimentări cu apă pentru zootehnie, piscicultură etc.) de volum de la cîteva sute de mii $m^3$, la cîteva milioane $m^3$.

Pe baza unor studii de tren de mai mulți ani, în condițiile unei zone tipice pentru astfel de acumulări (Platforma Cotmeana, Județul Argeș, cu precipitații anuale de 550—750 mm, pe sol brun de pădure), s-au stabilit o serie de indici importanți pentru proiectare și exploatare :

— perioadele de formare a scurgerii sînt decembrie-aprilie și aprilie-iunie, însumînd peste 95% din scurgerea anuală ;

— coeficienții de scurgere au valori între 0,20—0,40, iar scurgerea specifică pentru perioadele caracteristice între 92—102 mm/an ;

— pierderile anuale prin evaporație reprezintă 1 000 mm (sau aproximativ 43% din volumul lacului de 300 000 $m^3$) ;

— pierderile prin infiltrație sînt 7—8 $m^3$/ha luciu de apă pe zi, sau mai puțin de 1 mm/zi ; în total pe an se pierde aproximativ 10% din volumul lacului ;

— grosimea medie a aluviunilor depuse anual este de aprox. 10 mm, sau 0,5% din volumul lacului.

8.1.2. **Surse subterane.** Deși lipsesc studii sistematice, s-au semnalat în Republica Socialistă România cîteva zone cu surse subterane utilizabile la irigații, prin amenajări locale : luncile Argeșului, Jiului și Mureșului ; isvoarele carstice din podișul Tekirghiol-Mangalia ; conul de dejecție al Buzăului ; zona de nisipuri din stînga Jiului ; Cîmpia Aradului, Cîmpia Bărăganului sudic etc.

Schema de exploatare cea mai simplă constă în pomparea direct din puț, în cazul în care debitul acestuia este superior capacității pompei. De aici apa este aspersată sau distribuită pe brazde.

Deci, în funcție de debitul puțului, amenajările sînt :

— cu rezervor de înmagazinare, la debite sub 3—5 l/s ;

— fără rezervor, la debite superioare, putîndu-se pompa simultan — printr-o conductă pantalon de absorbție, din două puțuri jumelate, alimentînd un agregat motopompă.

În condițiile țării noastre nu este necesar un bazin de preîncălzire ; în cazuri extreme, în zile foarte călduroase, se suspendă aspersiunea în orele de insolație maximă, timp de 1—3 h.

## 8.2. IRIGAȚII CU APE UZATE

Aceste ape au și un important rol fertilizator, în cazul apelor provenind din canalizările urbane sau din marile combinate zootehnice (o analiză a apelor de canalizare a orașului București a arătat următoarele conținuturi medii zilnice de elemente nutritive : 30 mg/l K, 13 mg/l $P_2O_5$ și 53 mg/l N).

Folosite la irigație, după o prealabilă decantare (mecanică), aceste ape sînt filtrate și epurate biologic în urma irigării și trecerii lor prin sol, putînd astfel reintra în circuitul hidrologic general.

Prin decantarea mecanică prealabilă a apelor de canalizare, în bazine cu o circulație cu viteză redusă a apei, se separă o dată cu nămolurile și ouăle de helminți (fig. XXI.28). Rolul acestor bazine este și de rezervoare și egalizatoare pentru vîrfurile de consum.

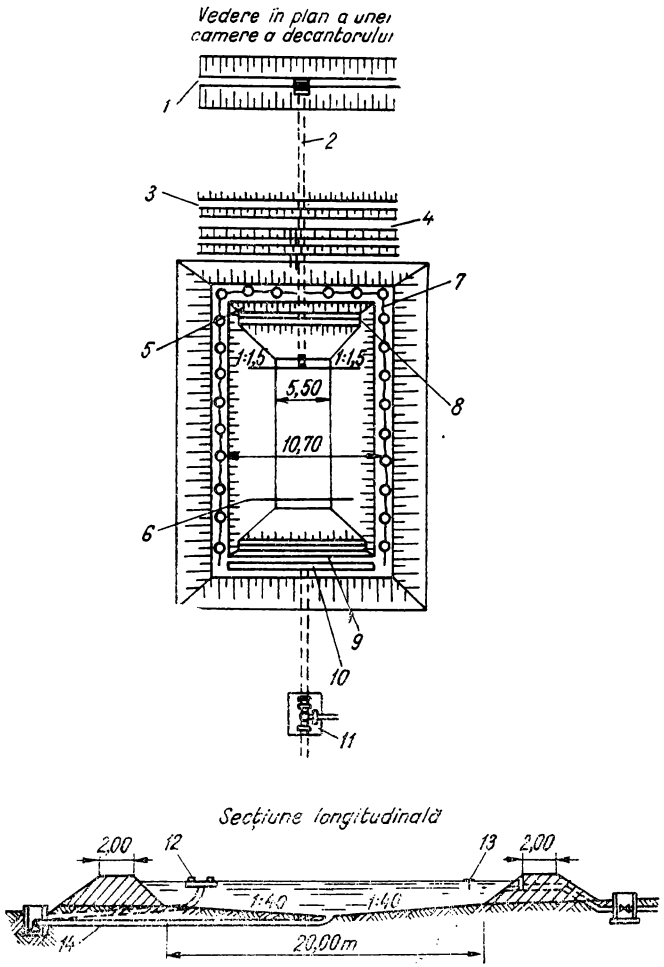



Fig. XXI.28. Decantor de deshelmintizare:

*1* — canal de evacuare a mîlului; *2* — evacuator de mîl; *3* — canal de irigație; *4* — conductă de golire; *5* — jgheab de scurgere; *6* — prag mobil din scînduri; *7* — gard de sîrmă; *8* — partea frontală a jgheabului care are o secțiune triunghiulară și se folosește ca debitmetru; *9* — conductă de alimentare; *10* — jgheab de distribuție; *11* — puț de evacuare; *12* — priză pentru ape limpezite; *13* — nervură plutitoare; *14* — golirea mîlului.

Regulile sanitare impun oprirea udărilor cu ape de canalizare:

— cu 4 săptămîni înainte de recoltarea sfeclei furajere, a cartofilor industriali, a plantelor uleioase și a celor pentru fibre;

— de la înflorire, pentru cartofii de consum și cereale;

— cu 14 zile înainte de cosit sau pășunat, pentru pășuni și fînețe.

Pentru protecție, în marginea solei irigate, se prevede o fîșie sanitară neirigată, lată de 100 m și o fîșie cu iarbă de 20 m; în partea aval sectorul irigat se îndiguiește pentru a se preveni scurgeri de suprafață pe alte terenuri.

## 8.3. IRIGAȚII PENTRU AMELIORAREA SĂRĂTURILOR

Se disting 4 metode principale pentru ameliorarea sărăturilor prin irigație combinată cu drenajul. Fiecare metodă este utilizată în anumite condiții specifice. Prima se indică în cazul unei surse de apă pentru irigație limitată, a doua se justifică numai în terenuri cu aport freatic de ape dulci de peste 40% din norma de irigație, a treia acolo unde apa drenată se folosește la irigație, iar a patra în condițiile culturii orezului.

8.3.1. **Irigație cu drenaj orizontal profund.** Nivelul freatic se menține prin drenaj la nivel subcritic; sistemul de irigație prezintă pierderi minime de apă; se obține o îndulcire rapidă a apei freatice, păstrîndu-se ulterior regimul optim atins cu privire la conținutul în săruri al solului și apei freatice (sub 2—3 g/l în apa freatică).

Metoda aceasta se aplică în condițiile unui randament ridicat al sistemului de irigație, cu canale căptușite sau conducte (tinzînd spre randamentul 0,90—0,95).

Regimul de irigație se calculează:

— pentru perioada de vegetație, după deficitul de umiditate din sol;

— pentru perioada nevegetativă, după necesarul de spălare.

Nivelul apei freatice se menține în perioada lunilor VI—IX la minimum 2—3 m adîncime, adîncimea minimă anuală fiind în martie, la 1,40—1,80 m. În faza de ameliorare, sistemul permanent de drenaj se completează cu un sistem provizoriu deschis de 1,00—1,50 m adîncime; drenajul permanent se proiectează ținînd seama de condițiile normale de exploatare ce urmează a se realiza după trecerea fazei de ameliorare a solului.

8.3.2. **Irigație cu drenaj orizontal superficial.** Nivelul freatic este suficient de ridicat pentru a crea condiții de formare a solurilor de fîneață; alimentarea cu apă a solului prin irigație este însă superioară consumului total (prin evaporație și transpirație), astfel încît să se asigure dominanța curenților de apă descendenți.

Metoda aceasta prevede menținerea nivelului freatic la 1,00—1,50 m adîncime, după ce s-a produs îndulcirea apei, astfel încît să se asigure alimentarea freactică a plantelor. La început, în faza de ameliorare, norma de irigație depășește consumul total cu 10—30%; după ameliorare, norma de irigație se reduce, fără însă a se lua măsuri de căptușire a rețelei de canale.

Drenajul este dens și puțin adînc, nu mai adînc de 1,50 m; în faza de ameliorare este suplimentat cu drenuri provizorii, după nevoe.

8.3.3. **Irigație cu drenaj vertical foarte profund.** Nivelul freatic se coboară la o adîncime de 5 m și mai mult, pentru a exclude participarea apei subterane la formarea solurilor.

Se separă apele subterane de zona radiculară printr-un drenaj foarte profund, cu puțuri pompate; simultan drenajul dă apă pentru irigație (altminteri acest tip de drenaj nu se justifică economic).

8.3.4. **Ameliorarea sărăturilor prin cultura orezului.** Se practică pe solonceacuri ce necesită norme mari de spălare, ca și pe soloneturi cu $Na_2CO_3$, greu permeabile.

Amenajarea şi exploatarea prezintă unele particularităţi:

— parcelele trebuie înşirate pe cît posibil pe curba de nivel, astfel ca diferenţa de nivel dintre ele să fie minimă, sub 10 cm (pentru ca transportul de săruri, prin infiltrare, să fie minim);

— alimentarea cu apă a parcelelor, de-a lungul unui canal de sector, se face începînd din aval, adică începînd cu parcelele cele mai joase (pentru acelaşi motiv);

— se consideră suficientă acţiunea de drenaj a canalelor de evacuare cînd se asigură o diferenţă de nivel de 40—50 cm între cota apei din parcela de orezărie şi cota apei din canal;

— circulaţia apei în parcele va fi continuă, pentru a nu se depăşi concentraţia de 2,50—3,00 g/l săruri solubile în apa parcelei;

— orezăria trebuie izolată hidrogeologic de terenurile limitrofe, printr-un colector profund sau o bandă de drenuri de interceptie.

# 9. PROIECTAREA IRIGAŢIEI

## 9.1. STUDII PENTRU PROIECTARE

Proiectarea irigaţiilor are la bază o serie de studii asupra factorilor naturali, care influenţează tehnica amenajărilor, precum şi unele studii ale condiţiilor social-economice ce condiţionează dezvoltarea irigaţiilor.

9.1.1. **Studii climatice.** Acestea se întocmesc pe baza înregistrărilor de la staţiile meteorologice, pe o perioadă de minimum 20 ani consecutivi. Determină deficitul de umiditate din zona respectivă.

Studiile climatice cuprind studiul precipitaţiilor, temperaturilor, intensităţii vîntului şi evapotranspiraţiei potenţiale.

9.1.2. **Studii topografice şi geomorfologice.** Acestea au ca scop determinarea elementelor care caracterizează forma terenului şi acoperirea lui, prin întocmirea planurilor de situaţie, a planurilor de detaliu şi a profilelor longitudinale şi transversale.

Planul de situaţie al suprafeţei de irigat cuprinde elementele planimetrice şi de relief, naturale sau artificiale, care interesează lucrările de irigaţie, pe terenul respectiv şi anume: limitele suprafeţei irigabile, a folosinţelor agricole şi a proprietăţilor; limita şi individualizarea formelor de relief, pante pe categorii, poziţia şi caracteristicile surselor de alimentare cu apă, a emisarelor pentru evacuare şi a zonelor acoperite periodic cu apă; acoperirea cu vegetaţie; căile de comunicaţie cu construcţiile şi instalaţiile anexe; construcţiile hidrotehnice existente; liniile electrice aeriene cu specificarea caracteristicilor; instalaţiile de observaţii, ca puţuri, foraje, mire, borne topografice etc.

9.1.3. **Studii hidrologice.** Acestea au ca scop rezolvarea problemelor privind alegerea şi asigurarea sursei de apă pentru irigaţii, evacuarea apelor în exces de pe terenul irigat şi de pe versanţi, precum şi regularizarea unor cursuri de apă, cînd este cazul.

Studiile hidrologice cuprind: reţeaua hidrografică interesată la amenajarea pentru irigaţii; hidrograful debitelor surselor de apă luate în consideraţie; regimul debitului solid; calitatea apei pentru irigaţii; regimul nivelelor, cu evidenţierea nivelelor minime; regimul viiturilor; dinamica albiei în zonele de captare şi a punctelor de descărcare; regimul inundabilităţii.

9.1.4. **Studii hidrogeologice.** Acestea au ca scop rezolvarea problemelor privind identificarea surselor de apă subterană, aprovizionarea solului cu apă din stratul freatic, stabilirea pierderilor de apă de pe terenurile irigate și influența acestora asupra condițiilor hidrogeologice din zonă, pentru prevenirea și combaterea excesului de umiditate și a sărăturării terenurilor interesate la irigații.

Studiile hidrogeologice cuprind : harta hidrogeologică cu adîncimea apelor freatice și hidroizohipsele respective ; regimul apelor freatice înainte de amenajare, cu indicații privind evoluția acestora în urma introducerii irigațiilor ; chimismul apelor freatice în regim natural, cu indicații asupra evoluției în urma introducerii irigațiilor ; indicații asupra calității apei privind folosirea ei la irigații ; date privind gradul de agresivitate al apelor subterane față de materialele de construcție ; caracteristicile hidrogeologice referitoare la captarea și folosirea apelor subterane la irigații.

9.1.5. **Studii geotehnice.** Acestea asigură datele necesare pentru stabilirea elementelor tehnice ale construcțiilor de pămînt și a condițiilor de fundare a stațiilor de pompare.

Studiile geotehnice conțin : planuri de situație cu raionarea geotehnică și indicarea naturii pămîntului pe adîncimea forajelor de cartare ; profiluri pe traseele canalelor de irigație și traverse între terase și cursurile de apă, cu stratificația pămînturilor ; studii de detaliu pe amplasamentul stațiilor de pompare, construcțiilor hidrotehnice principale și a altor puncte caracteristice ; recomandări cu privire la : unghiul taluzelor pentru canale din pămînt, tasarea probabilă în rambleele importante, condițiile de fundare a construcțiilor principale, deformațiile posibile pe terenurile macroporice, măsuri speciale pentru executarea săpăturilor în terenuri refulante, modul de compactare a rambleelor etc. ; grafice și fișe cu principalele caracteristici mecanice ale pămîntului.

9.1.6. **Studii pedologice.** Acestea au ca scop stabilirea tipurilor de sol din perimetrul irigabil, cu caracteristicile lor și furnizarea datelor necesare pentru proiectarea amenajării.

Studiile pedologice conțin : harta solurilor la o scară convenabilă ; harta compoziției mecanice ; proprietățile fizice, hidrofizice și chimice pe grupe de soluri ; regimul hidrosalin, adîncimea critică de sărăturare, potențial de sărăturare ; fertilitatea naturală și nevoile de îngrășăminte ; intensitatea aspersiunii în funcție de natura solului ; măsuri ameliorative necesare și prognoza pedologică.

Pe baza datelor pedologice și hidrogeologice se întocmește raionarea pedoameliorativă care trebuie să stabilească : suprafețe apte pentru irigație, suprafețe apte pentru irigație numai după luarea unor măsuri speciale de prevenire a înmlăștinării și sărăturării solului, suprafețe care necesită în prealabil destufizare, defrișare și suprafețe neindicate pentru irigații.

9.1.7. **Studii ecologice.** Acestea au ca scop stabilirea condițiilor în care se pot dezvolta culturile agricole pe terenurile irigate.

Cuprind : perioadele de dezvoltare a culturilor agricole, irigate ; constanta termică ; cerințele plantelor față de sol și apa freatică ; necesarul de apă în diferite perioade de dezvoltare ; perioadele critice în raport cu apa ; necesarul de temperatură în diferitele perioade de dezvoltare.

9.1.8. **Studii agroeconomice.** Acestea urmăresc cunoașterea situației economice în zona în care se execută sistemul de irigație. Aceste studii sînt necesare pentru profilarea producției agricole în condiții de irigare a terenurilor și pentru stabilirea eficienței economice a irigațiilor.

9.1.9. **Alte studii.** La proiectarea lucrărilor de irigație, de la caz la caz, mai sînt necesare unele studii ca : studiul resurselor locale de materiale de construcție, studii asupra modului cum sînt influențate unele obiective sau folosințe de lucrările de irigații, expropieri etc.

## 9.2. ETAPELE PROIECTĂRII ŞI CONŢINUTUL PROIECTULUI DE IRIGAŢIE

9.2.1. **Etapele de proiectare.** Documentaţiile tehnico-economice pentru lucrările de irigaţie sînt : studiul tehnico-economic şi proiectele de execuţie.

Pentru sistemele mari de irigaţie ce afectează zone întinse şi care au o durată de realizare îndelungată, studiul tehnico-economic se poate elabora pe etape de punere în funcţiune. În aceste cazuri studiile tehnico-economice sînt precedate de studii preliminare de ansamblu, care stabilesc etapele de punere în funcţiune, corespunzătoare prevederilor planului de perspectivă.

9.2.2. **Conţinutul temei-program.** Elaborarea studiilor tehnico-economice se face pe baza temei program care trebuie să cuprindă : necesitatea şi oportunitatea executării lucrărilor ; delimitarea perimetrului interesat la amenajare ; repartizarea terenului interesat pe deţinători ; folosinţele actuale ale terenului ; planul actual de cultură şi producţiile realizate ; planul de cultură de perspectivă şi producţii planificate ; încadrarea zonei în prevederile planului general de amenajare ; surse de apă existente şi indicarea altor folosinţe de apă din zonă ; lucrările de irigaţii existente în zonă, delimitarea lor şi modul de comportare ; volumul de studii necesare elaborării studiul tehnico-economic ; perioada de execuţie propusă şi termenul de dare în folosinţă a amenajărilor ; condiţii speciale de proiectare, precum şi participarea altor instituţii de proiectare de specialitate la elaborarea unor părţi din documentaţia tehnică (organizarea teritoriului, energia electrică, traversarea căilor de comunicaţii etc.) ; lista acordurilor prealabile ce trebuie obţinute pe parcursul elaborării studiului tehnico-economic.

9.2.3. **Studiul tehnico-economic.** Pentru lucrările de irigaţie trebuie să cuprindă :

Date generale, care se referă la : obiectul, amplasamentul şi scopul lucrărilor proiectate pentru extinderea irigaţiilor ; titularul de investiţie şi unităţile beneficiare ; probleme legate de asigurarea cu apă şi amenajarea terenului pentru irigaţie, a căror soluţionare se cere prin temă.

Date de bază pentru proiectare referitoare la : raionarea hidroameliorativă, ţinînd seama de caracteristicile reliefului, solului, condiţiile hidrogeologice, hidrologice şi climatice ; caracterizarea cadrului agroeconomic în situaţia actuală ; lucrări existente în perimetrele irigabile şi modul de comportare al lor ; necesitatea şi oportunitatea lucrărilor de irigaţie.

Regimul de irigaţie, care tratează : bilanţul apei în sol, norme de irigare şi udare ; randamente şi debite hidromodule nete şi brute.

Soluţii studiate, volume de lucrări, în care se cuprind : stabilirea soluţiilor de schemă hidrotehnică (prize, staţii de pompare, aducţiune) ; stabilirea soluţiilor la lucrările de amenajare (metode de udare, tipuri de amenajare, lucrările de amenajare interioară ca reţeaua de distribuţie, construcţiile hidrotehnice pe reţea, staţiile de repompare ; lucrări de întreţinere şi exploatare ; lucrări de automatizare a funcţionării sistemului de irigaţie ; lucrări de asigurare a energiei electrice ; lucrări de traversare a căilor de comunicaţie ; lucrări experimentale, încercări pe model ; volumele de lucrări pe soluţii şi variante analizate ;

Evaluarea variantelor cuprinzînd : costul lucrărilor pe soluţiile şi variantele analizate ; indici tehnico-economici specifici (preţuri unitare, indici terasamente, conducte, betoane etc.).

Profilul de perspectivă şi eficienţa economică care conţine : profilul economic şi organizarea producţiei de perspectivă pe terenurile irigate ; eficienţa economică a lucrărilor proiectate ; indicatori privind eficienţa economică ; indicatori privind investiţiile necesare ; indicatori privind costul apei şi taxa de livrare ; tabloul indicatorilor tehnico-economici ai lucrării de irigaţii ; justificarea fundamentării indicatorilor tehnico-economici.

Analiza tehnico-economică comparativă a soluțiilor studiate, în care se tratează: descrierea și justificarea soluțiilor și variantelor de amenajare; avantajele și dezavantajele fiecărei soluții din punct de vedere tehnic și economic; analiza comparativă a soluțiilor; soluția propusă, caracterizarea și justificarea și indicatorii tehnico-economici ai soluției.

Condiții de realizare și exploatare, cuprinzînd: etapizarea lucrărilor propuse; repartizarea investițiilor pe mijloace de finanțare și unități beneficiare; sarcini ce decurg pentru alte sectoare de activitate; investiții anexe; prevederi privind protecția muncii.

Evaluarea și eficiența lucrărilor, cu devize pe obiecte și devizul general; antemăsurători; liste de materiale; lista utilajelor cu defalcarea pe utilaje din țară și din import; calculele privind eficiența economică.

Anexe: comanda și tema de proiectare; acorduri și avize; note de calcul.

Scheme de organizare a șantierului.

Piese desenate: plan de ansamblu: plan cu raionarea geomorfologică a terenului; plan cu raionarea hidroameliorativă a teritoriului; plan cu folosința terenului și deținătorii de terenuri; planuri cu scheme studiate; plan de situație cu propuneri de lucrări, pentru soluția adoptată; plan de situație privind priza și aducțiunea și alte obiecte importante; profile longitudinale și transversale prin lucrările principale; diverse planșe, schițe, diagrame, tabele și grafice.

9.2.4. **Conținutul proiectelor de execuție pentru lucrările de irigație.** Proiectele de execuție se elaborează pentru fiecare obiect în parte cuprins în devizul general al lucrărilor și cuprind următoarele capitole și subcapitole:

Memoriul justificativ, care cuprinde: obiectul și scopul proiectului; sinteza studiilor efectuate; justificarea încadrării în soluția tehnică și indicii tehnico-economici din studiul tehnico-economic; justificarea îmbunătățirilor aduse la soluțiile adoptate în studiul tehnico-economic; delimitarea, schemele de amenajare și dimensionare a lucrărilor proiectate; procese tehnologice de execuție; volume de lucrări și indicatorii tehnico-economici; valoarea lucrărilor cu repartizarea pe mijloace de finanțare; măsuri privind protecția muncii; indicații pentru întreținere și exploatare.

Evaluarea lucrărilor, care cuprinde: antemăsurători; devize pe categorii de lucrări și obiecte; analize speciale; lista de utilaje cu specificații; lista de materiale cu specificații și centralizator de materiale.

Anexe: tabele centralizatoare; acorduri și avize; note de calcul; rezultatele încercărilor pe model.

Piese desenate: plan general de situație; plan de situație cu lucrările proiectate; plan de situație cu elementele constructive ale rețelei de irigație și cotele piezometrice; profile longitudinale, profile transversale și secțiuni prin punctele caracteristice ale obiectului proiectat; plan cu amplasarea construcțiilor pe rețea și a accesoriilor; planuri de detaliu; scheme tehnologice de execuție; diverse schițe, grafice și diagrame.

## 10. EXPLOATAREA ȘI ÎNTREȚINEREA SISTEMELOR DE IRIGAȚIE

Prin organizarea optimă a sistemului de irigație se urmărește:
— irigarea unui procent cît mai ridicat de suprafață cuprinsă în amenajare;
— asigurarea regimului de irigație normal fiecărei culturi;

— asigurarea unui fond agrotehnic superior pentru menţinerea fertilităţii solului la un potenţial ridicat;

— realizarea unei productivităţi maxime a forţei de muncă şi a celorlalte mijloace de producţie (maşini, transporturi, construcţii anexe etc.);

— în final, realizarea indicilor proiectaţi cu privire la producţia agricolă, la costul unitar al apei de irigaţie şi la termenul de recuperare a investiţiei.

## 10.1. ORGANIZAREA APLICĂRII UDĂRILOR

Organizarea udărilor se face pe baza unui plan de folosire a apei, ce cuprinde planul de irigaţie din interiorul gospodăriei (amănunţit pe brigăzi şi secţii) şi planul de distribuţie a apei la fiecare nod hidrotehnic (deservind tarlale, secţii, gospodării, subsisteme).

10.1.1. **Planul de irigaţie.** Acesta are ca piesă de bază graficul de irigaţie, ce se întocmeşte sub forma sumei hidromodulilor fracţionari (pentru 1 ha asolat). Un hidromodul fracţionar se calculează din;

$$q = \frac{mz}{3{,}6\ T_0\ T_z}\ [\text{l/s}\cdot\text{ha}], \qquad \text{(XXI.55)}$$

în care: $m$ este norma de udare, în m³/ha;

$z$ — fracţia din asolament a culturei considerate;

$T_0$ — numărul de ore de lucru pe zi;

$T_z$ — numărul zilelor de udare.

Hidromodulul pe asolament, cînd se udă culturi reprezentate prin fracţiile din asolament $z_1, z_2, \ldots z_n$ este:

$$q = \frac{m\ z_1}{3{,}6\ T_0\ Tz_1} + \frac{m\ z_2}{3{,}6\ T_0\ Tz_2} + \ldots + \frac{m\ z_n}{3{,}6\ T_0\ Tz_n}. \qquad \text{(XXI.56)}$$

Pentru o suprafaţă oarecrare $S$ a unei culturi din asolament se înmulţeşte valoarea hidromodulului fracţionar corespunzător cu valoarea $S$ şi se obţine debitul culturei, în l/s·$S$.

Pentru o dimensionare justă a reţelei mici de irigaţie, ce deserveşte suprafeţe sub 500 ha, dimensionarea nu se face pe baza hidromodulului asolamentului, ci pe baza asigurării culturii principale ce prezintă norma de udare cea mai mare, aplicată în termenul cel mai scurt (simultan se ia în considerare şi modul de fracţionare a reţelei şi modul de organizare a muncii).

În raport cu suprafeţele planificate pe culturi, timpul necesar executării udărilor şi lucrărilor de după udări se determină cu formula:

$$T = \frac{\nu\omega}{nN}, \qquad \text{(XXI.57)}$$

în care: $\nu$ este numărul udărilor sau lucrărilor;

$\omega$ — suprafaţa culturii care se irigă;

$n$ — norma de lucru pe om la udare sau lucrare;

$N$ — numărul de udători sau lucrători.

10.1.2. **Planul de distribuire a apei la nodurile hidrotehnice.** Acesta se stabilește, ca și planul de irigație, mergînd de jos în sus, adică de la debitul deservit de un udător la debitul brigăzii, apoi pe secții și gospodării, în final la debitul prizei.

Astfel, dacă pe suprafața $\omega$ pot lucra într-o zi $N$ udători cu productivitatea de $n$ ha, volumul de apă $V$ ce trebuie furnizat în 24 h, $t$ este:

$$V = n\ N\ m\ [m^3], \tag{XXI.58}$$

iar debitul șuvoiului deservit de aceștia este:

$$q = 1\,000\ \frac{V}{t} = 0{,}0116\ n\ N\ m \quad [l/s]. \tag{XXI.59}$$

Ținînd seama de randamentul rețelei $\eta$, debitul se majorează la:

$$q = 0{,}016\ \frac{n\ N\ m}{\eta}. \tag{XXI.60}$$

Pentru alcătuirea graficului de distribuție, la fiecare nod hidrotehnic trebuie calculat, la fiecare udare, pe lîngă debitul $q$ și timpul necesar $T$, în funcție de suprafață $\omega$ deservită de nodul respectiv:

$$T = \frac{\omega}{n\ N}. \tag{XXI.61}$$

10.1.3. **Controlul umidității solului.** Acesta este necesar pentru declanșarea udărilor. Metoda directă, gravimetrică, de determinare a proviziei momentane de apă a solului constă din uscarea pînă la greutatea constantă a unei probe de sol prealabil cîntărită $G_{s.\,um}$, de 10—30 g. Rezultatul determinării se exprimă sub forma cantității procentuale de apă $p$, ce revine pentru 100 g sol uscat $G_{s.\,usc}$, greutatea apei îndepărtate prin uscare $G_a$ rezultînd din diferența între cele două cîntăriri:

$$p = \frac{G_{s\cdot\,um} - G_{s.\,usc}}{G_{s.\,usc}}\ 100 = \frac{G_a}{G_{s.\,usc}}\ 100. \tag{XXI.62}$$

Uscarea se poate face prin etuvare la 105°C, timp de 8—10 h, sau la 150°C, timp de 2—4 h.

Probele se ridică pe adîncimi din 25 în 25 cm (cel puțin), cu ajutorul cazmalei sau, mai rapid, cu sonda tub sau burghiu. Pînă la determinare se păstrează la borcane sau fiole de aluminiu etanșe. Determinarea se face în minimum 3 repetiții.

## 10.2. ORGANIZAREA EXPLOATĂRII SISTEMULUI

Lucrările legate de aplicarea udărilor se planifică printr-un grafic ce trebuie să se suprapună peste graficul udărilor.

10.2.1. **La udarea prin scurgere,** o mare capacitate de adaptare la diferite situații dă echipa de 2 udători. În tarla udarea trebuie să progreseze așa fel încît suprafața udată în 24 h să fie egală cu norma de lucru a tractorului prășitor sau un multiplu a acesteia.

Prin folosirea sifoanelor hidrometre pe brazde lungi, productivitatea muncii crește la cel puțin 2,00—2,50 ha/om·schimb.

La udarea pe brazde, pentru fiecare 30 ha (în 2 schimburi) sînt necesare 100—150 sifoane cu diametrul 25—30 mm şi 3 vanete mobile cu diametrul 80 cm. Pentru fîşii, la fiecare 50 ha (în 2 schimburi) sînt necesare 30 sifoane cu diametrul 60—70 mm şi o scîndură cu mîner pentru dirijarea apei pe fîşie.

Pentru a se asigura un randament ridicat, trebuie să funcţioneze simultan circa 100 brazde sau 15—20 fîşii (cu debit total de cel puţin 40 l/s).

Lucrîndu-se cu conducte flexibile transportabile, în locul reţelei provizorii, randamentul muncii este de 2,50—3,00 ha/om · schimb, lucrînd într-o formaţie de lucru de doi oameni. Pentru transportul conductelor s-au construit tamburi uşori, ce pot fi duşi pe un cadru-raniţă de spate, servind la înfăşuratul şi desfăşuratul conductei din mers.

10.2.2. **Udarea prin aspersiune.** La aceasta se impune o organizare specifică în sistemele cu conducte sub presiune, în care apa se distribuie la intervale egale de timp sau predeterminate (în ture).

Astfel, în sistemul Pescara (Italia), unde livrarea apei se face în ture de 8 zile şi 6 ore, distribuirea apei s-a organizat pe baza unui debit elementar invariabil de 15 l/s (care este debitul maxim adus de cele mai mici conducte de distribuţie). Rezultă din însumarea debitului de aproximativ 1 l/s a 16 aspersoare ce lucrează simultan pe 2 aripi de ploaie, fiecare a cîte 8 aspersoare.

La o staţionare a aripei de ploaie de 4 h, norma de 330 $m^3$/ha se dă pe 0,50 ha, astfel încît cu 4 staţionări/zi, în 8 şi 1/4 zile (o tură) se udă 17,50 ha net (20 ha brut).

La norma de irigaţie de 1 800—3 500 $m^3$/ha, dată în 10—15 udări în perioada de vegetaţie, pentru transportul aripei de ploaie este nevoie de 45—50 oameni—h/ha sau 3,4 oameni-h/ha la o udare.

## 10.3. ÎNTREŢINEREA SISTEMULUI

10.3.1. **Generalităţi.** Sistemul de irigaţie cu componentele sale : prize şi staţii de pompare, reţea permanentă de canale sau conducte cu construcţiile şi dispozitivele conexe, amenajarea terenului şi dispozitivele pentru distribuţia apei, se întreţin prin lucrări curente şi periodice, legate de specificul funcţional al fiecărei componente şi de materialul de construcţie.

În condiţiile noastre climatice, în care sistemul de irigaţie are o funcţionare sezonieră, sînt mult înlesnite reviziile şi campaniile de întreţinere periodică.

Acestea trebuie să se desfăşoare după o planificare calendaristică strictă, cu prevederi financiare corespunzătoare în bugetul gospodăriei sau în acel al administraţiei sistemului, pentru obiectele de interes intergospodăresc.

10.3.2. **Controlul comportării teritoriului irigat.** În acest scop se organizează observarea continuă a pînzei freatice (regimul nivelurilor şi al mineralizării), a solului (umiditate şi chimism) şi a producţiei agricole.

Pe teritoriul irigat şi în zona sa de influenţă se organizează o reţea ortogonală de puţuri de observaţie, completată cu traverse pe canale sau alte lucrări importante, ajungîndu-se la o densitate de 1 puţ la mai puţin de 100 ha, în funcţie de complexitate.

Această reţea de observaţie este completată cu posturi hidrometrice (mire), pentru corelarea nivelurilor din puţuri cu cele din canale sau cursuri de apă, şi cu posturi pluviometrice (cîte unul la 500—2 500 ha).

În zona puţurilor de observaţie caracteristice (unde se fac şi analize chimice, pe lîngă observaţiile de nivel), se urmăresc în sol variaţiile de umiditate şi chimism, iar la strîngerea recoltei agricole se fac recoltări de probă, pe 3—5 parcele a 4×5 m (pentru aceeaşi cultură).

# 11. EXEMPLE DE LUCRĂRI DE IRIGAȚII ÎN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

În perioada anilor 1966—1970 s-a prevăzut executarea unor sisteme mari de irigație, lucrări care în prezent au documentații elaborate, unele fiind în curs de execuție. Se prezintă patru sisteme caracteristice.

## 11.1. SISTEMUL CARASU

Perimetrul irigabil Carasu are o suprafață de 174 000 ha și este situat în Podișul Dobrogei de Sud, fiind delimitat la vest de Dunăre, la sud de frontiera cu Republica Populară Bulgaria și la est de litoralul Mării Negre. Din suprafața totală sectorul de stat deține 73 450 ha, iar sectorul cooperatist 100 550 ha.

Priza de apă pentru un debit de circa 135 $m^3/s$ este la Dunăre, în dreptul portului Cernavodă, de unde apa se transportă gravitațional prin canalul existent Carasu pînă la km 18. În dreptul căii ferate Cernavoda-Constanța la km 4+300 pe canal s-a prevăzut un baraj stăvilar. La km 18 s-a prevăzut stația de pompare pentru un debit de 120 $m^3/s$, care urmează să ridice apa în al doilea bief al canalului cuprins între km 18 și 38. Canalul existent urmează a fi redimensionat pentru a fi capabil să transporte debitele de apă necesare.

În cadrul zonei irigabile au rezultat 26 sisteme de irigație din care 8 sisteme reprezentînd 68 000 ha preiau apa direct din canalul Carasu, iar 18 sisteme cu o suprafață de 106 000 ha preiau apa din canalul Negru Vodă (fig. XXI.29).

Sistemele de irigații din zona Carasu s-au delimitat după condiții naturale, numărul și mărimea lor fiind impuse de posibilitatea preluării și transportului apei din canalele magistrale la suprafețele irigate.

Canalul Negru Vodă preia un debit de circa 78 $m^3/s$ din dreptul km 34+450 al canalului Carasu, cu ajutorul stației de pompare Poarta Albă, avînd o înălțime de pompare de 21 m și al stației de repompare Basarabi-Pădure, cu un debit de 72 $m^3/s$ și cu o înălțime de pompare de circa 62 m. Canalul Negru Vodă are o lungime de circa 64 km și alimentează cu apă partea de sud a zonei Carasu.

Înălțimea medie de pompare pentru irigarea terenurilor din perimetrul Carasu este de 75 m, iar înălțimea geodezică maximă de pompare este de 120 m. Pentru terenurile situate la cote mai înalte s-au prevăzut stații de repompare. În afară de cele trei stații de pompare mari menționate mai înainte s-au mai prevăzut 46 stații de pompare și repompare pentru un debit total instalat de 180 $m^3/s$, precum și 16 stații de punere sub presiune cu un debit total instalat de 30 $m^3/s$.

În sistemele de irigații apa este condusă prin conducte principale amplasate în lungul curbelor de nivel sau pe crestele dominate. Din aceste canale apa este dusă pe cale gravitațională sau prin pompare prin canalele distribuitoare la sectoarele de udare. Atît pe canalele magistrale cît și pe canalele principale din sisteme s-au prevăzut construcțiile hidrotehnice aferente ca: poduri, stăvilare, goliri, descărcări și instalații de apometrie și automatizare.

Pericolul de tasare al loessului este accentuat, fiind mai mare în partea de nord și redus în partea de sud, a zonei Carasu. Impermeabilizarea canalelor urmează a fi realizată numai după o perioadă de 2—3 ani de la intrarea în exploatare a sistemelor de irigații.

S-au mai prevăzut lucrările necesare pentru evacuarea apei de la irigații, a apelor scurse de pe versanți, dotările necesare pentru întreținerea și exploatarea lucrărilor din

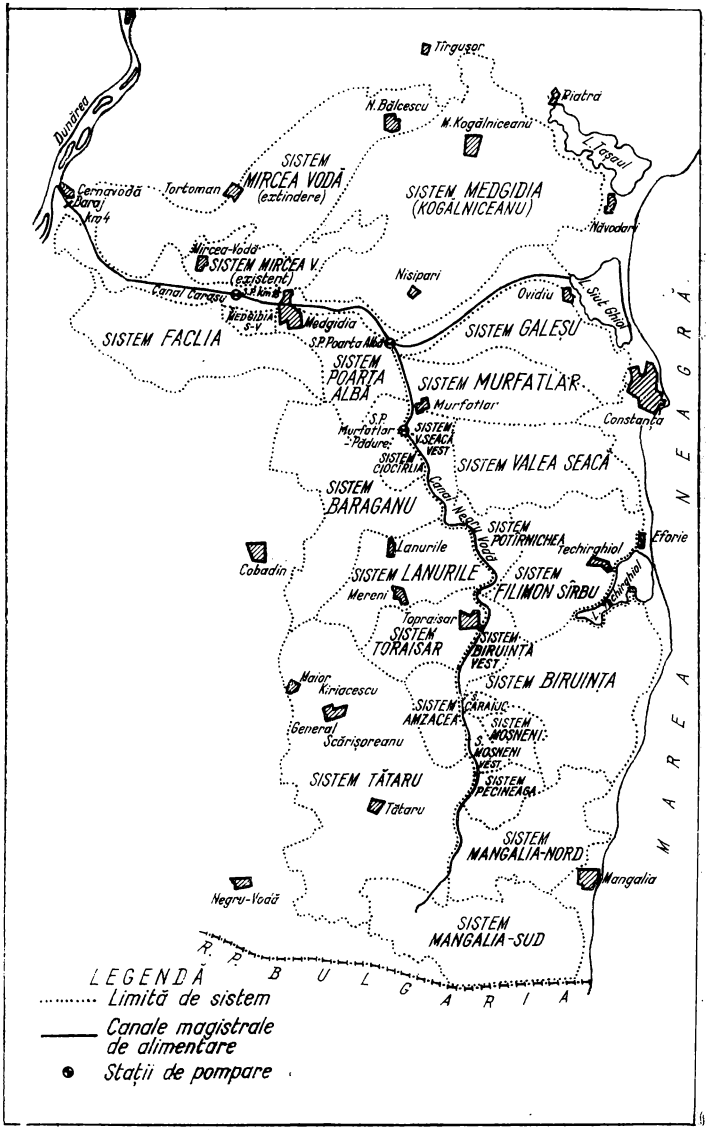



Fig. XXI. 29. Sistemul irigabil Carasu.

perimetrul irigabil precum și lucrările pentru alimentarea orașului Constanța cu 3 $m^3/s$ apă industrială.

Metodele de udare și tipurile de amenajate s-au propus diferențiat în funcție de condițiile de pantă, relief și sol, rezultînd : irigații prin aspersiune cu conducte sub presiune pe $\approx$ 27 000 ha ; irigații prin aspersiune cu canale-conducte de joasă presiune și jgheaburi pe $\approx$ 90 000 ha ; irigații prin scurgere la suprafață pe $\approx$ 57 000 ha.

Structura culturilor pe întreaga suprafață irigabilă este : cereale 71 %, floarea soarelui 7 %, furaje 17 %, legume, pomi și vii 5 %.

## 11.2. SISTEMUL CALAFAT-BĂILEȘTI

Pe terasa Dunării în partea de sud-vest a Olteniei în zona Calafat-Băilești s-a prevăzut irigarea unei suprafețe de circa 50 000 ha, delimitată la sud de lunca Dunării, la est de rîul Desnățui și la nord de calea ferată Calafat-Craiova. Din suprafața totală sectorul de stat deține circa 5 000 ha, iar sectorul cooperatist circa 45 000 ha.

Alimentarea cu apă se face din Dunăre printr-o stație de pompare amplasată la 3 km amonte de orașul Calafat, pentru un debit de 43 $m^3/s$ și la o înălțime de pompare de 36 m. Debitul pompat este transportat la terenurile de irigat printr-un canal magistral în lungime de 44 km ce străbate unitatea de la vest către est, de-a lungul terasei superioare (fig. XXI.30). Din canalul magistral apa este condusă pe canalele principale fie gravitațional, fie prin intermediul unor stații de repompare. În afară de stația de pompare de bază, de la Dunăre, în sistem s-au mai prevăzut două stații de repompare și 16 stații de pompare de presiune.

În ceea ce privește metodele de udare și tipul de amenajare, s-au propus : irigații prin aspersiune cu conducte sub presiune pe 16 000 ha ; irigații prin aspersiune cu canale sau conducte de joasă presiune pe circa 34 000 ha.

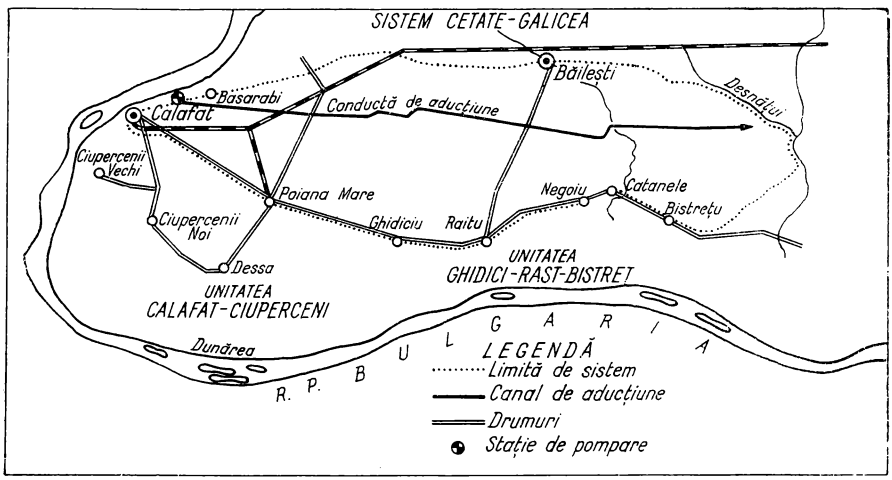



Fig. XXI.30. Sistemul irigabil Calafat-Băilești.

Structura culturilor pe întreaga suprafață irigabilă este : cereale 64 %, floarea soarelui 5 %, sfecla de zahăr 6 %, furaje 16 %, diverse culturi 9 %.

### 11.3. SISTEMUL PIETROIU-ȘTEFAN CEL MARE

În cîmpia Bărăganului de Sud în zona delimitată de Dunăre la sud, Ialomița la nord-est și sistemele Jegălia și Gălățui-Călărași la vest, este cuprins sistemul de irigații Pietroiu-Ștefan cel Mare în suprafață de circa 55 000 ha. Din suprafața totală, sectorul de stat deține 18 000 ha, iar sectorul cooperatist 37 000 ha.

Alimentarea cu apă se face din Dunăre cu ajutorul unei stații de pompare amplasată în dreptul comunelor Pietroiu și Gîldău, care captează un debit de 51 m³/s. Debitul pompat este condus în canalul magistral în lungime de 12 km, care, după ce subtraversează calea ferată București-Constanța, se ramifică în două canale principale de aducțiune (fig. XXI.31). Din aceste canale apa este transportată în canalele distribuitoare, prevăzîndu-se 6 stații de repompare și 9 stații de punere sub presiune.

În vederea irigării suprafeței de 55 000 ha s-au analizat și propus următoarele tipuri de amenajare și metode de udare : irigații prin aspersiune cu conducte sub presiune pe circa 18 000 ha ; irigații prin aspersiune cu canale conducte de joasă presiune și jgheaburi pe circa 37 000 ha.

Planul de cultură prevăzut cuprinde : cereale 61 %, floarea soarelui 8 %, sfeclă de zahăr 2 %, soia 9 %, culturi furajere 19 % și diverse alte culturi 5 %.

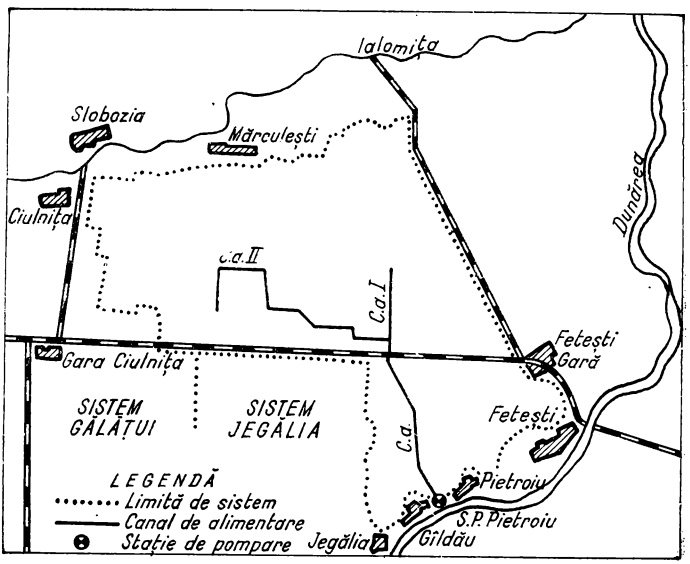



Fig. XXI.31. Sistemul irigabil Pietroiu-Ștefan cel Mare.

## 11.4. SISTEMUL TERASA BRĂILEI

În zona cuprinsă în Cîmpia Bărăganului și delimitată la est de Dunăre, la nord de rîurile Siret și Buzău, la vest de terasa înaltă și la sud de sistemul Terasa Viziru, s-a proiectat sistemul de irigație Terasa Brăilei în suprafață de 71 500 ha. Din suprafața totală, sectorul de stat deține 16 400 ha, iar sectorul cooperatist 55 100 ha.

Alimentarea cu apă a suprafeței irigate se face din Dunăre prin două puncte de priză (fig. XXI.32):

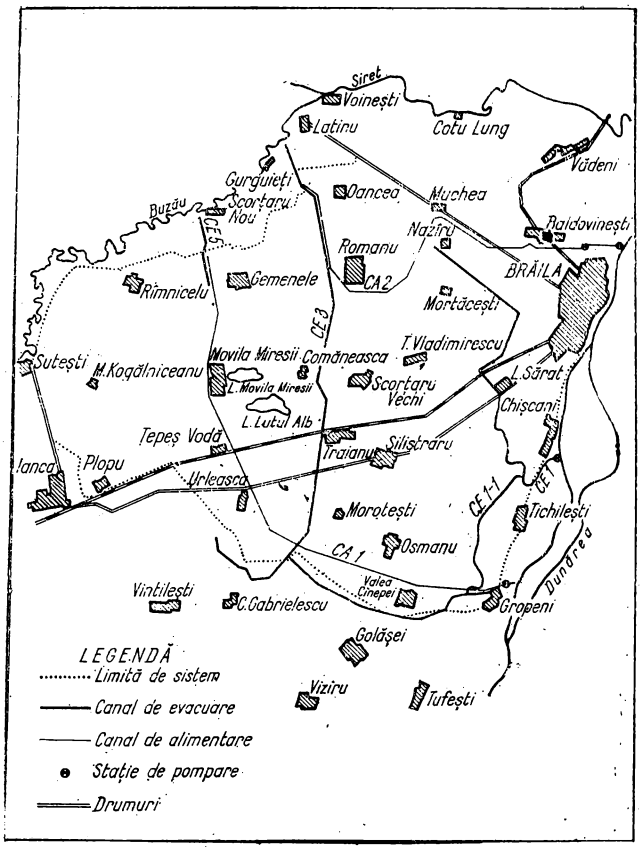



Fig. XXI.32. Sistemul irigabil Terasa Brăilei:

$CA_1$, $CA_2$ – canale de alimentare $CE_1$, $CE_3$ – canale de evacuare.

— priza și stația de pompare Gropeni, care captează un debit de 34,60 $m^3/s$ și-l transportă în canalul magistral care alimentează partea de sud a zonei irigate, în suprafață de 49 920 ha;

— priza și stația de pompare Brăila, care captează un debit de 14,50 $m^3/s$ și-l conduce în canalul magistral care alimentează partea de nord a zonei irigate, în suprafață de 21 550 ha.

La alegerea soluțiilor precum și la stabilirea metodelor de udare și a tipurilor de amenajare s-a avut în vedere situația hidrogeologică caracteristică terenurilor din Terasa Brăilei, unde o suprafață de circa 24 000 ha are apa freatică la adîncimi mai mici de 5 m și cu un conținut bogat de săruri. În vederea evitării pericolului de sărăturare s-au prevăzut unele măsuri ca:

— reducerea la minimum a pierderilor de apă prin infiltrație în care scop s-au propus amenajări de irigație prin conducte sub presiune, jgheaburi și căptușirea tuturor canalelor permanente;

— executarea de drenaje pe terenurile depresionare cu apa freatică sub 3 m, care prezintă fenomene de sărăturare;

— construirea unei rețele de canale colectoare pentru evacuarea apelor în exces, care are rolul de a evacua apele provenite din precipitații, evitîndu-se astfel îmbogățirea pînzei freatice, rețea care se va executa înaintea primelor amenajări de irigație ce se vor da în funcțiune;

— organizarea de observații permanente și sistematice asupra variației nivelului și chimismului apelor freatice, în care scop s-a prevăzut o rețea de puțuri hidrogeologice la o densitate de 1 puț la 400 ha, precum și organizarea de cercetări în probleme de hidrogeologie la stațiunea experimentală Chișcani, situată în perimetrul irigabil.

Tipurile de amenajare și metodele de udare prevăzute sînt: irigații prin aspersiune cu conducte sub presiune pe $\approx$25 000 ha; irigații prin aspersiune cu canale impermeabilizate și jgheaburi pe $\approx$46 500 ha.

Planul de cultură aferent suprafeței amenajate pentru irigație este: cereale 67%, floarea soarelui 11%, furaje 9% și diverse culturi 13%.

## BIBLIOGRAFIE


1. B l i d a r u, V. *Irigații.* București, Editura Agrosilvică, 1954.
2. B o t z a n, M. *Culturi irigate.* Ed. 3. București, Editura Agrosilvică, 1966.
3. D o r o b a n ț u, M. ș.a. *Sisteme moderne de irigație.* București, Editura Agrosilvică, 1966.
4. F l o r e a, N. *Interpretarea rezultatelor analizei chimice a apelor freatice în scopuri pedogenetice și ameliorative.* În: Probleme agricole, București, nr. 7, 1961.
5. F l o r i n s k i, M. M. *Nasosnte ustanovki i stanții.* Moscova, Oghiz-Selhozghiz, 1959.
6. G h e o r g h i u, I. M. *Îmbunătățiri funciare.* București, Editura Didactică și Pedagogică, 1964.
7. I o a n, G. și I g a, G. *Construcții hidrotehnice în lucrări de hidroameliorații.* București, Editura Agrosilvică, 1963.

8. Ionescu-Sișești, D. ș.a. *Prize și stații de pompare.* București, Editura Agrosilvică, 1965.
9. Jelea, F. ș. a. *Canalizarea centrelor agricole și folosirea apelor reziduale la irigații.* București, Editura Agrosilvică, 1966.
10. Kacinski, N. A. *Metodî mehaniceskogo analiza pociv i klasifikația pociv po mehaniceskomu sostavu.* Dokladî VI-mejd. Kongressa Pocivovedov, Akad. Nauk S.S.S.R., Moscova, 1956.
11. Kostiakov, A. N. *Osnovî meliorații* (Bazele ameliorației). Moscova, Selhozghiz, 1951.
12. Lașiță, E. și Grumezea, N. *Irigația prin aspersiune.* București, Editura Agrosilvică, 1967.
13. Mateescu, Cr. *Hidraulica.* București, Editura Didactică și Pedagogică, 1963.
14. Pîslăraşu, I. ș.a. *Alimentări cu apă.* București, Editura tehnică, 1964.
15. Phelan, J. T. *Design procedures and research needs for the furow method of irrigation.* USDA Soil Cons. Serv., Lincoln, 1960.
16. Poirée, M. și Ollier, Ch. *Irrigation.* Paris, Editura Eyrolles, 1962.
17. Thorne, D. W. și Peterson, H. B. *Irrigated soils.* New York, Editura Blakiston, 1954.
18. Trifu, Șt. *Mecanizarea lucrărilor de irigație în terenurile amenajate.* București, Editura Agrosilvică, 1967.
19. Sarov, I. A. *Ekspluatația Ghidromeliorativnîh sistem.* Moscova, Selhozghiz, 1952.
20. Woodward, G. O. *Sprinkler irrigation.* Washington, 1959.

## SECȚIUNEA XXII

# AMENAJĂRI PISCICOLE

**Ing. Mirică Gheorghe**

## CUPRINS


1. Noțiuni despre sfera de aplicație, definiția și clasificarea amenajărilor piscicole și specificul pescăriilor din Republica Socialistă România . . . . . 729
1.1. Pescăria ca sferă de aplicație a amenajărilor piscicole . . . . . 729
1.2. Definiția și începuturile amenajărilor piscicole . . . . . 729
1.3. Clasificarea lucrărilor de amenajare piscicolă . . . . . 730
1.4. Specificul apelor și pescăriilor din Republica Socialistă România . . 731
2. Amenajări piscicole în regim natural . . . . . 733
2.1. Salubritatea bazinelor versante . . . . . 734
2.2. Stăvilare pescărești . . . . . 734
2.3. Canaluri pescărești . . . . . 736
2.4. Trecători pentru pești . . . . . 737
2.5. Bariere pentru pești . . . . . 738
2.6. Amenajări pentru adăpostul și protecția peștilor . . . . . 740
2.7. Amenajări pentru reproducere și repopulare piscicole . . . . . 740
3. Amenajări piscicole în regim dirijat și ape cu temperatură ridicată . . . 741
3.1. Pepiniere piscicole în ape cu temperatură ridicată . . . . . 741
3.2. Crescătorii piscicole simple . . . . . 757
3.3. Crescătorii piscicole complexe . . . . . 762
4. Amenajări piscicole în regim dirijat și ape cu temperatura scăzută . . . 764
4.1. Lucrări de amenajare pentru pepiniere-păstrăv . . . . . 765
4.2. Amenajarea pepinierelor pentru coregoni . . . . . 769
4.3. Crescătorii de păstrăv . . . . . 771
4.4. Gospodării salmonicole complexe . . . . . 773
*Bibliografie* . . . . . 773

# 1. NOȚIUNI DESPRE SFERA DE APLICAȚIE, DEFINIȚIA ȘI CLASIFICAREA AMENAJĂRILOR PISCICOLE ȘI SPECIFICUL PESCĂRIILOR DIN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

## 1.1. PESCĂRIA CA SFERĂ DE APLICAȚIE A AMENAJĂRILOR PISCICOLE

Producția mondială de pește și alte vietăți acvatice a marcat în ultima vreme o necontenită și accentuată creștere. De unde în anul 1954 această producție era de 27 400 000 t (față de 20 900 000 t în anul 1938), ea a ajuns în anul 1964 la 51 600 000 t.

Din totalul producției de pește și alte vietăți acvatice realizat în ultimii ani, peste 80% a provenit din pescuitul marin. Se apreciază că, folosind un pescuit rațional și măsuri adecvate de protecție a apelor și populației piscicole marine, rezervele de pește din mări și oceane pot permite ridicarea producției mondiale de pește, cu mult dincolo de 100 000 000 t/an. Oricît de mari ar fi aceste rezerve ele nu reduc importanța pe care o are în producția și în consumul de pește apele continentale, cu rîurile, lacurile și iazurile de apă dulce. Se subliniază îndeosebi perspectivele largi de dezvoltare pe care le are producția de pește de apă dulce, sprijinită de piscicultura modernă și — în același timp — importantul rol pe care-l au de îndeplinit pescăriile continentale, prin pescuitul sportiv.

Progresul realizat de pescuitul marin și în general de exploatarea bogățiilor din apele și adîncul oceanelor ridică astăzi problema, inexistentă în trecut, a protecției fondului piscicol oceanic, prin măsuri de combatere a poluării apelor și prin reglementarea pescuitului.

În ceea ce privește apele dulci, se accentuează pe zi ce trece necesitatea intervenției omului, prin amenajări piscicole, pentru păstrarea și sporirea rezervelor piscicole, pentru dezvoltarea pescuitului industrial și sportiv.

## 1.2. DEFINIȚIA ȘI ÎNCEPUTURILE AMENAJĂRILOR PISCICOLE

Prin noțiunea de *amenajări piscicole* se înțeleg toate acele lucrări hidroameliorative a căror execuție este determinată de anumite necesități pescărești precum : îmbunătățirea condițiilor de pescuit, păstrarea, întreținerea și îmbunătățirea unui fond piscicol și piscicultura. Noțiunea de amenajări piscicole înglobează întregul ansamblu de intervenții omenești pentru crearea unui fond pescăresc, pentru punerea unuia existent în stare de a da o producție mai mare și produse de mai bună calitate sau pentru

combaterea cauzelor care dăunează producției piscicole și pescuitului. În trecut această noțiune de amenajări piscicole s-a limitat numai la pescăriile continentale. În viitor se prevăd, legat de intensitatea pescuitului modern și de dezvoltarea exploatării complexe ale resurselor oceanice, inclusiv exploatarea zăcămintelor miniere în mări și oceane, amenajări piscicole care devin necesare și se vor extinde și la pescuitul marin.

Primele amenajări piscicole au apărut în lume legat de pescuit și ca și pescuitul datează din cele mai vechi timpuri. Mai tîrziu au apărut preocupări pentru păstrarea și transportul peștelui în stare vie și respectiv unele amenajări corespunzătoare. Chiar și piscicultura a fost cunoscută și folosită din antichitate în China, India, Persia. În Europa se pare că piscicultura, sub forma populării și creșterii crapului în iazuri, a apărut cu mult mai tîrziu, abia după secolul al XIV-lea.

Cît privesc ținuturile în care s-a dezvoltat poporul român, se poate afirma că ele sînt printre primele din Europa în care au apărut amenajări piscicole, fie că aceste amenajări erau determinate de pescuit (ca de exemplu gardurile pescărești, răstoacele etc.), sau de păstrarea peștelui viu (mici heleșteie pe lîngă conace și mînăstiri), fie că ele aveau în vedere piscicultura.

Unele cuvinte românești în legătură cu îndeletnicirile pescărești și amenajările piscicole (de exemplu baltă, cîrlig, gard) care își au originea în limba dacă ne arată că preocupări pentru astfel de îndeletniciri au avut și strămoșii noștri dacii, iar despre existența unor heleșteie pescărești prin aceste ținuturi, documentele pomenesc încă din secolul al XII-lea.

## 1.3. CLASIFICAREA LUCRĂRILOR DE AMENAJARE PISCICOLĂ

Clasificarea amenajărilor piscicole poate fi făcută după diverse criterii și ea variază de la un autor la altul. Unii autori pornesc în clasificarea lor de la categoriile de ape în care se execută amenajarea ; alții de la obiectivele urmărite prin amenajare, de la specia dominantă, de la natura lucrărilor de amenajare sau de la activitățile principale pescărești.

Pare mai potrivit ca în clasificarea amenajărilor să pornim de la regimul de inundație în care se aplică amenajarea (natural, dirijat) și să trecem apoi la subdiviziunile următoare de clasificare după caracteristicile principale ale apelor amenajate (ape cu temperaturi scăzute sau ridicate) și după obiectivul general urmărit prin amenajare.

1.3.1. **Amenajarea piscicolă în regim natural (liber) de inundație.** Amenajarea poate fi aplicată oricărei ape, în măsura în care ea are sau poate avea condiții de viață pentru pești. Amenajarea în regim natural se referă deci la toate categoriile de apă și la toate obiectivele de ameliorare piscicolă posibile în acest regim.

Amenajarea în regim dirijat cuprinde toate acele amenajări piscicole în care nivelul apei poate fi păstrat și dirijat după voință, potrivit cerințelor de exploatare. Amenajarea piscicolă în regim dirijat presupune deci protecția parțială sau totală a unității amenajate, împotriva inundațiilor.

1.3.2. **Categoriile de ape piscicole.** Dintre caracteristicile care definesc categoriile de ape piscicole (ape curgătoare sau stagnante, ape dulci sau sărate, ape cu temperatura ridicată sau scăzută etc.), cea mai importantă din punctul de vedere al clasificării amenajărilor piscicole pare a fi temperatura, cu categoria sa de *ape cu temperatură scăzută*, respectiv apele de munte, și *ape cu temperatură ridicată*, ape de șes și colinare. Prin ape cu temperatură ridicată se înțeleg apele a căror temperatură medie în timpul verii depășește 20°C, iar ape cu temperatură scăzută acelea în care, de regulă, temperatura apei nu trece de 20°C.

1.3.3. **Obiectivele generale urmărite prin amenajarea piscicolă.** Acestea se diferențiază după regimul de inundație și categoria apelor în care se execută amenajarea, după specia dominantă de pește și după natura exploatării piscicole.

## 1.4. SPECIFICUL APELOR ȘI PESCĂRIILOR DIN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

1.4.1. **Dunărea.** Împreună cu brațele sale, curgînd la granița țării românești sau numai pe teritoriul acesteia, Dunărea însumează circa 1 700 km.

Apele Dunării sînt favorabile vieții peștelui fiind bogate în oxigen (6—16 mg $O_2$/l), azotați (1—12 mg/l) și fosfați (0,01—7 mg/l) și avînd temperatura apei în timpul verii între 16—26°C.

1.4.1.1. *Lunca Dunării.* Aceasta cuprinde toate terenurile, periodic inundate de Dunăre, situate în amonte de Delta Dunării sau mai precis amonte de localitatea Isaccea. Împreună cu Dunărea, bălțile și lacurile din lunca inundabilă au avut un important rol în pescăriile noastre, atît timp cît lunca a fost lăsată în regim liber de inundație Producția industrială de pește a luncii Dunării între anii 1951—1960, premergător. acțiunii masive de îndiguire a fost în medie de circa 10 000 t/an.

*Fauna piscicolă* din albia Dunării și lacurile luncii sale inundabile este bogată. Dintre peștii autohtoni care se găsesc în Dunăre ca și în lacuri menționăm: crapul, somnul, șalăul, plătica, morunașul, babușca, obleții. Dintre peștii de baltă menționăm știuca, iar dintre cei care se pescuiesc numai în Dunăre menționăm cega.

În directă legătură cu problema amenajărilor piscicole, este important de reținut prezența în Dunăre a unor pești migratori de mare valoare economică precum sînt sturionii și scrumbia de Dunăre și în special faptul că zona de migrație a acestor valoroase specii de pești se extinde pînă aproape de Porțile de Fier dar se realizează în principal în sectorul aval de gura Oltului.

1.4.1.2. *Delta Dunării și lacurile de litoral marin.* Delta Dunării, cu rețeaua sa de brațe fluviale, sahale și gîrle cu numeroasele sale lacuri permanente care împreună cu complexul salmastru Razelm-Sinoe totalizează o suprafață de ape de circa 100 000 ha și a căror adîncimi variază între 1,50—2,50 m și cu întinsele sale zone de stufărie inundabilă cu care împreună însumează circa 300 000 ha, constituie un important rezervor natural al pescăriilor noastre. Producția industrială de pește a Deltei Dunării între anii 1951—1960 a realizat în medie circa 10 000 t/an, în afară de producția de sturioni și scrumbie pescuită în Dunăre și la gurile Dunării. Speciile de pești care trăiesc în apele Deltei Dunării sînt cam aceleași cu cele menționate pentru luncă. În Delta Dunării însă predomină peștii specifici bălților invadate de vegetație ca de exemplu știuca, babușca, roșioara.

Sînt în curs de aclimatizare pentru Delta Dunării, cîteva specii de pește cu mare valoare industrială, capabile să valorifice mai bine vegetația submersă și fitoplanctonul atît de bogat în aceste ape. Dintre aceste specii menționăm Hypophthalmichthys molitrix și Ctenopharyngodon idella (adoptate la noi sub numele popular de „sînger" și respectiv —„cosaș").

Clima Deltei Dunării și îndeosebi durata de strălucire a soarelui, care în perioada lunilor mai—septembrie totalizează circa 1 500 h, este favorabilă pescăriilor. De asemenea, favorabile pescăriilor sînt apele Dunării, cu regimul lor de inundație și cu calitățile fizico-chimice și biologice pe care le posedă, precum și nivelul terenului în raport cu etiajul Dunării și cu natura solului din lacuri, bălți și zone inundabile.

Considerat laolaltă cu Delta Dunării, dar avînd totuşi unele caracteristici diferite de delta propriu-zisă, menţionăm *complexul de ape salmastre Razelm-Sinoe* la care adîncimea apei variază în general între 0,50—2,50 m.

În lacul Razelm, a cărui suprafaţă împreună cu anexele sale Babadag, Goloviţa şi Smeica însumează circa 60 000 ha, salinitatea apei variază între 0,5—4,0 g ClNa/l. În lacul Sinoe, a cărui suprafaţă împreună cu anexele se ridică la circa 20 000 ha, salinitatea este sporită, variind între 2,0—8,0 g/l ClNa.

Ceva mai la sud de complexul Razelm-Sinoe, dar cu alimentare independentă faţă de Dunăre, sînt situate lacurile de litoral, Taşaul-Gargalîc în suprafaţă de aproape 3 000 ha şi lacul Siut-Ghiol cu suprafaţa de peste 2 000 ha. Ambele prezintă bune condiţii pentru pescărie.

În ultimii 10—15 ani s-au îndiguit şi în Delta Dunării o serie de terenuri inundabile; parte pentru valorificarea terenurilor în scop agricol, parte pentru recoltarea industrială a stufului.

1.4.2. **Reţeaua rîurilor.** 1.4.2.1. *Sectoare ale cursurilor rîurilor.* După peştii care le populează apele, cursurile rîurilor cuprind, de regulă, următoarele sectoare: sectorul salmonidelor, corespunzînd apelor de munte şi care din amonte spre aval se împarte şi el în subsectoarele păstrăvului, lipanului şi lostriţei; sectorul ciprinidelor, corespunzînd apelor de şes şi în care predomină obleţii, plătica şi crapul. Între aceste două sectoare se găseşte sectorul scobarului şi mrenei sau, mai bine spus, un subsector al scobarului şi cleanului care urmează zonei salmonidelor şi un subsector al mrenei, care poate fi privit ca subsector al ciprinidelor. De aceea, se socoteşte cursul rîului împărţit numai în două zone: zona apelor de munte în care predomină, de sus în jos, păstrăvul, lipanul, lostriţa şi scobarul, şi zona apelor de şes în care predomină, începînd din amonte mreana, plătica şi crapul.

Astfel clasificate şi considerate sub aspectul lor piscicol, apele curgătoare din ţara noastră (exclusiv cursul Dunării) cuprind circa 17 000 km de rîuri şi pîrîuri de munte şi circa 10 000 km de rîuri de şes.

1.4.2.2. *Rîuri de munte şi rîuri de şes.* Apele rîurilor de munte se caracterizează prin pantele mari de scurgere, prin variaţiile relativ mici de temperatură a apei între iarnă şi vară (cel mult 15—16°C, în subzona păstrăvului şi 18—20°C în zona scobarului), prin limpezimea apei şi bogăţia în oxigen solvit.

Dintre cele mai bune rîuri de munte din Republica Socialistă România, sub aspect piscicol se menţionează Bistriţa cu afluenţii săi din sus de Bicaz, Lotrul, Cerna, Rîul-Mare, Sebeş, Gurghiul etc.

Apele rîurilor de şes se caracterizează prin cursul lor liniştit cu traseu şerpuit şi multe meandre, cu ape tulburi şi cu variaţii de temperatură a apei, de la iarnă la vară, ajungînd uneori pînă la 26°C. Sectoare de cîmpie şi coline mai importante au rîurile: Prutul cu o lungime în zona de şes şi colinară de 716 km, Siretul (576 km), Argeşul (327 km), Oltul (670 km), Jiul (331 km), Mureşul (716 km), Crişurile (490 km) şi Someşurile (711 km). În stadiul actual, apele rîurilor noastre sînt rezervate pescuitului sportiv.

1.4.2.3. *Lunci inundabile.* Pe cursul din zona de cîmpie al unora din rîuri ca Prutul, Siretul, Buzăul etc. se găsesc întinse lunci inundabile, cu bălţi şi lacuri pescăreşti. O parte din luncile inundabile ale unor rîuri ca Crişurile, Mureşul, Buzăul sau Siretul au fost îndiguite pentru agricultură; altă parte este în curs sau în perspectivă să fie de asemenea îndiguită.

S-au executat lacuri de acumulare pentru gospodărirea apelor, inclusiv o valorificare energetică, de exemplu pe rîurile Bistriţa (afluent Siret) şi Argeş şi sînt în perspectivă numeroase alte amenajări, de felul acesta, pe diferite rîuri din ţara noastră.

1.4.3. **Lacuri, bălți și iazuri interioare.** 1.4.3.1. *Cele mai numeroase și întinse lacuri și bălți naturale din interiorul țării noastre.* Acestea, exclusiv cele din regiunea inundabilă a Dunării și de pe litoralul Mării Negre, se găsesc în zona de cîmpie, de-a lungul unor ape curgătoare. În general, adîncimea acestor bălți la etiaj este mai mică de 2 m. Unele din ele (Jirlău, Strachina etc.) au un grad de salinitate destul de ridicat, ajungînd în perioada de secetă la 4 g/l ClNa, sau chiar mai mult.

Suprafața apelor stătătoare naturale de cîmpie totalizează circa 13 000 ha, iar producția de pește medie anuală realizată în ultimul deceniu (1951—1960) este de circa 80 kg/ha·an.

1.4.3.2. *Altă categorie de ape stătătoare.* În zona de cîmpie și colinară sînt lacurile de acumulare. În funcție de întinderea lor, relativ mare și de adîncimile de apă, relativ mici, ele își pot găsi o bună valorificare piscicolă, indiferent de rolul preponderent al acumulării.

Rîurile Olt, Argeș, Ialomița, Buzău etc. prezintă condiții satisfăcătoare pentru crearea pe ele sau pe afluenții lor de lacuri de acumulare în zona de coline și cîmpie.

1.4.3.3. *Lacuri naturale din zona de munte.* Fie că ele sînt de tipul lacurilor de baraj (ca de exemplu Lacul Roșu pe rîul Bicaz) fie că ele sînt de origine glaciară (ca de exemplu lacurile Bucura, Tăul Negru etc. din munții Retezat, sau Bîlea, Capra, Ezer etc. din munții Făgărașului) prezintă uneori interes pentru pescuitul sportiv. Suprafața acestor lacuri, destul de numeroase, este în general mică, rareori trecînd de 10 ha (lacul Bucura-Retezeat), pe cînd adîncimea lor poate atinge și chiar depăși 25 m (Tăul Negru-Retezat).

Prin lucrările de gospodărirea apelor executate în ultima vreme sau în curs de executare ori proiectare, s-au creat și se creează noi lacuri în zona de munte. Astfel de lacuri, cu deosebită importanță pentru pescuitul sportiv, există pe văile superioare ale Bistriței (Bicaz), Argeș (Vidraru), Sadu, Bîrzava, Mureș-Cerna, Someș.

1.4.3.4. *Ape amenajate.* Acestea sub formă de unități piscicole și în care se cresc pești (crescătorii) sau se cresc pui de pești (pepiniere piscicole) ele ocupau la finele anului 1965 o suprafață totală de circa 18 300 ha.

1.4.4. **Apele marine teritoriale și extrateritoriale.** Apele teritoriale marine a Republicii Socialiste România se desfășoară pe o lungime de circa 245 km și pe o adîncime de 12 mile marine. În apele teritoriale pescuitul se face în principal cu taliene, setci, paragate și carmace; iar mai departe, în apele extrateritoriale ale Mării Negre, cu plasa înconjurătoare, paragate și carmace. Se pescuiește hamsie, sprot, stavrid, scrumbie, pălămidă, calcan, sturioni etc. Lipsa de adăposturi naturale în lungul țărmului Mării Negre a Republicii Socialiste România precum și instabilitatea migrațiilor de pești din această zonă ridică o serie de probleme dintre care nu lipsesc nici cele de amenajare piscicolă.

## 2. AMENAJĂRI PISCICOLE ÎN REGIM NATURAL

Prin amenajările piscicole se acționează, pentru a fi influențate în favoarea dezvoltării unei populații piscicole, atît asupra mediului înconjurător, cît și asupra populației piscicole a cărei dezvoltare se urmărește. Problemele esențiale pe care le pune amenajarea piscicolă cu privire la mediul înconjurător se referă la salubritatea bazinelor versante, la mediul-suport (apa) necesar, la dezvoltarea, la circulația, adăpostirea, reproducerea și nutriția speciilor de pești care ne interesează, la protecția acestora

împotriva concurenților la hrană și prădătorilor, la combaterea bolilor infecțioase ale peștilor. Cu privire la populația piscicolă căreia îi subordonăm amenajarea, avem în vedere repopulările piscicole și intervențiile de salvare a respectivei populații.

## 2.1. SALUBRITATEA BAZINELOR VERSANTE

Materialul aluvionar provenit din erodările accelerate ale versanților unui bazin piscicol, precum și materiile în suspensie sau dizolvate aduse de apele menajere și industriale pot modifica în așa măsură condițiile naturale ale unui bazin piscicol, încît să pună în pericol populația piscicolă a bazinului.

Lupta prin lucrări de amenajare împotriva acestui pericol de poluare, mecanică sau chimică, interesează dealtfel nu numai sectorul piscicol ci și alte multiple folosințe de apă.

Detectarea poluărilor se face pe baza unor analize complexe, fizic, chimic și biologic.

Se recomandă, sub aspect piscicol, ca la stabilirea gradului de poluare al unei ape să se țină seama de specia de pește cu cea mai mare și cea mai mică rezistență. Ca specii de pești rezistenți menționăm caracuda și mreana; iar ca specii mai sensibile, păstrăvul de rîu și șalăul.

2.1.1. **Combaterea poluării chimice.** Operațiile de combatere a poluării chimice anorganice cuprind, de regulă, două stadii: primul de filtrare și de decantare a apelor și al doilea de neutralizare a substanțelor toxice aflate în soluție. În cazul poluării organice operațiile de epurare fizică și chimică pot fi înlocuite cu o epurare biologică.

În lupta împotriva poluărilor se impune aplicarea cu stricteță a regulamentelor și legilor cu privire la folosirea și protecția apelor.

2.1.2. **Combaterea poluării mecanice.** Poluările mecanice cauzate fie de erodarea versanților, fie de apele de spălare de la minele de cărbuni, fabrici de ciment etc. pot acționa asupra productivității piscicole, direct (în perioada cît materiile se găsesc în suspensie și produc turbiditatea apei, rănirea și asfixierea peștilor), sau indirect prin depunerea acestor particule peste stratul fertil al hranei peștelui. Ca măsuri preventive se impune evitarea despăduririlor totale și culturilor de prășitoare pe versanții cu pante mari, sistemelor necorespunzătoare din exploatările forestiere, arăturilor pe linia de cea mai mare pantă. Se recomandă protecția versanților prin împăduriri, în ierbări, terasări, ameliorarea albiei prin regularizări, întreținere etc.

## 2.2. STĂVILARE PESCĂREȘTI

Stăvilarele intervin pe gîrlele sau canalurile de legătură dintre complexul de bălți și sursa de alimentare cu apă cu principalul scop de a prelungi reținerea apei în bălți, la un nivel favorabil creșterii peștelui, pe întregul sezon de hrănire intensă a acestuia. Problema stăvilarelor pescărești se pune în general pentru bălțile din lunca inundabilă a fluviilor și a rîurilor, la care perioada normală de inundație se suprapune sezonului de primăvară, iar scăderea apelor începe vara de timpuriu și poate ajunge la nivelul fundului bălților alimentate sau chiar mai jos. Acesta a fost cazul complexelor de bălți din lunca inundabilă a Dunării dintre Calafat și Isaccea, unde au și fost construite numeroase astfel de stăvilare.

2.2.1. **Rolul stăvilarelor pescărești.** Prin construcția unui stăvilar pescăresc se urmărește, în limitele unei eficiențe convenabile, soluționarea următoarelor cerințe:

— să asigure reținerea în baltă, după trecerea inundațiilor de primăvară și pe toată perioada de hrănire intensă a peștilor, a unui volum mare de apă cu adîncimi de apă de 1,20—1,80 m;

— să împiedice inundațiile nedorite, toamna în perioada pescuitului;

— să permită, la capacitatea maximă a gîrlei sau a canalului pe care se instalează, debitele de apă de inundație și de golire cît și circulația nestingherită a peștilor, în perioada cînd stăvilarele se deschid;

— să asigure reținerea peștelui în baltă, în perioada dintre inundația de primăvară și pescuitul de toamnă, la un nivel de apă cel puțin egal posibilităților de reținere prin garduri pescărești;

— să permită instalarea în corpul barajului a sacilor de pescuit;

— să permită, cu restricții acceptabile pentru cei în cauză, circulația dintr-o parte în alta a stăvilarului, a navelor, în cazul și în măsura în care această circulație este justificată.

În același timp stăvilarul pescăresc trebuie să satisfacă o serie de condiții cu privire la rezistența împotriva înghețului și zăpoarelor, la manevrabilitate etc.

De regulă sarcina de reținere a unui stăvilar pescăresc nu depășește înălțimea de 3 m.

2.2.2. **Clasificarea și caracteristicile stăvilarelor pescărești.** Urmînd regulile generale de proiectare și construcție a stăvilarelor cu reținere mică și fundație pe terenuri slabe, stăvilarele pescărești pot fi clasificate fie după materialul de construcție al suprastructurii fie după modul de funcționare.

De regulă, infrastructura unor astfel de stăvilare se compune dintr-un radier general cu pinteni de încastrare adîncă în maluri, sprijinit pe piloți și închis în casete de pereți din palplanșe. Radierul poate fi construit din lemn sau zidărie (beton armat). Se folosesc piloți și palplanșe de lemn, beton armat sau metal (oțel). Lățimea radierului, paralel la cursul apei, variază între 8—16 m, în funcție de înălțimea de reținere a apei și de natura terenului de fundație. La partea superioară, între pragurile laterale și pragul central peste care cad vanele de închidere, radierul formează o serie de casete pentru amortizarea șocurilor apei. Numărul pereților de palplanșe și fișa lor se determină în funcție de reținerea de apă și de natura terenului de fundație.

Suprastructura stăvilarului, construită din lemn, metal, dar cel mai adesea din beton armat, precum și aparatele de închidere pentru retenția apei și peștelui variază de la un tip la altul. Se menționează caracteristicile tipurilor uzuale.

2.2.3. **Stăvilare cu ghidaje verticale și acțiune reversibilă.** Suprastructura stăvilarului reversibil cu ghidaje verticale utilizează în construcția sa, în exclusivitate sau în combinație, lemn, metal, beton armat. Ea cuprinde, în afară de culee și pinteni, o serie de pile construite astfel încît să poată răspunde în bune condiții funcțiunilor stăvilarului, dar în același timp să reziste acțiunii zăpoarelor la cele mai mari niveluri de apă și să permită trecerea prin stăvilar (în epoca în care este deschis) a șalupelor și barcazelor pescărești și în unele cazuri a unei drăgi mici. Pentru trecerea pietonilor peste canal se prevede, la nivelul malurilor canalului, o pasarelă mobilă, iar pentru susținerea aparatelor de manevră, o grindă de legătură, la capătul superior al pilelor și culeelor, deasupra nivelului apelor extraordinare de zăpor.

Vanele de reținere a apei și grătarele pentru menținerea peștelui se mișcă vertical, în scocurile armate ale pilelor și culeelor. În funcție de deschidere și de reținere, există variate procedee de manevrare a vanelor. De cele mai multe ori vanele se compun, pentru fiecare deschidere a stăvilarului, din mai multe vanete suprapuse, care pot fi manevrate pe rînd. Aparatele de manevră constau dintr-o macara diferențială ce se

agață direct de grinda superioară sau, la stăvilarele mai mari, dintr-un mic cărucior metalic care rulează pe grinda superioară așa încît vaneta sau panoul de grătar, ridicată de la stăvilar, poate fi dusă direct și depozitată într-un adăpost special, în spatele uneia din culee.

Ca exemplu de stăvilar cu ghidaje verticale se menționează stăvilarul de la Bugeag-Dobrogea.

2.2.4. **Stăvilar cu ace (grinzișoare) de lemn, pe reazeme orizontale.** Stăvilarele de acest tip pot avea una sau mai multe deschideri. Caracteristica tipului constă în faptul că reazemele grătarelor sînt orizontale, unul fiind format de pragul stăvilarului, iar altul de o grindă, fixă sau mobilă, așezate orizontal, deasupra nivelului apei. În cadrul acestui tip se găsesc o largă varietate de forme dintre care se menționează stăvilarul de la gîrla Nouă-Isaccea cu o singură deschidere de 11 m și cu grindă superioară mobilă care servește și ca pasarelă. La acest din urmă sistem de stăvilar pescăresc, vanetele sînt formate dintr-o serie de panouri grătar, așezate unul lîngă altul rezemat de pragul și pasarela stăvilarului și manevrabile de pe o mică macara flotantă. Reținerea apei se realizează prin scînduri subțiri, așezate joantiv peste grătare.

## 2.3. CANALURI PESCĂREȘTI

Amenajările pentru circulația peștilor se împart, după funcția pe care o îndeplinesc, în canaluri pescărești (pentru circulația apei și peștelui), trecători pentru pești și bariere pentru pești.

În amenajările piscicole canalurile au rolul de a salva sau ameliora viața peștilor intervenind prin asigurarea unei bune alimentări cu apă și întreținerea în mediile piscicole a unor condiții normale de viață; prin asigurarea evacuării peștilor din zonele în care condițiile de viață s-au înrăutățit.

Pentru a-și putea îndeplini acest rol, rețeaua de canaluri pescărești și profilul acestor canaluri trebuie astfel dispuse încît să asigure o legătură lesnicioasă și permanentă pentru apă și pește, între sursa de inundare și zonele inundate, pînă la cele mai joase niveluri de fund ale acestora.

Debitele de alimentare cu apă trebuie să corespundă nevoilor fiziologice ale peștilor, a căror dezvoltare ne interesează în ecosistem. Din punct de vedere al funcției lor, canalurile se împart în: canaluri de alimentare, canaluri de legătură și canaluri de evacuare. Din punct de vedere constructiv, canalurile urmează aceleași reguli, oricare le-ar fi funcțiunea. Din acest punct de vedere ele se împart în canaluri deschise și canaluri închise.

2.3.1. **Canaluri deschise.** Acestea sînt cele mai des folosite în amenajările piscicole. Se construiesc în general din pămînt. Uneori se intervine cu pereuri de zidărie la taluzurile și fundul canalului. În cazuri speciale, ca de exemplu la traversarea unei văi sau unui rambleu, canalul se construiește (sub formă de viaduct, sifon sau canal închis) din zidărie. La construcție se păstrează, în funcție de debitele maxime și minime ce pot interveni în alimentare sau evacuare, regulile obișnuite de trasare, dimensionare și executare a canalurilor deschise, ținînd seama însă de cerințele tehnologice specifice.

2.3.2. **Canaluri pescărești deschise.** Și-au găsit o largă aplicare în amenajările piscicole executate în regiunea inundabilă și în special în Delta Dunării. În ultimele decenii săparea acestor canaluri s-au executat, aproape în totalitatea lor, mecanizat, folosindu-se în acest scop drăgi cu cupe, drăgi refulante și dragline.

Alegerea profilului și traseului canalurilor pescărești, în regim liber de inundație, are în vedere atît debitele de apă rezultate ca necesare, cît și alte folosințe ale cana-

lului, printre care, în primul rînd, cele de navigația navelor pescărești. Racordarea canalului la albia-sursă se face sub un unghi de 40—60° (sexag.) raportat la direcțiile amonte ale emisarului și canalului. Pentru racordare la emisar se aleg malurile concave ale acestuia, mai puțin expuse împotmolirii.

2.3.3. **Canaluri închise.** Se folosesc fie în cazul scurgerii sub presiune, ca de exemplu la traversările „în sifon" sau la pomparea apei; fie în scurgere liberă, cum este cazul la unele traversări.

Proiectarea și executarea canalurilor pescărești urmează regulile generale. Specifice pentru canalurile pescărești de alimentare sînt însă elementele care intră în calculul debitelor.

2.3.4. **Debitele de alimentare cu apă și de primenire a apei.** Acestea au în vedere nevoile fiziologice ale peștelui care populează unitatea alimentată; nevoi care variază în funcție de specia, de vîrsta, de desimea de populare. Pe de altă parte volumul de apă din bazinul alimentat și calitatea acestei ape depind de pierderile (variabile în timp și loc) de apă prin infiltrații, evaporația la fața apei și evapotranspirația plantelor, de natura și stadiul mîlului și vegetației de pe fundul bălții alimentare, de starea fizico-chimică a apei la sursa de alimentare, de climatul regiunii cu variațiile sale sezoniere etc. Toate aceste elemente se stabilesc pe bază de studii și analize, detaliate pentru fiecare caz în parte și paralel cu studiul hidrologic asupra folosințelor multiple de apă, actuale și de perspectivă, la care această sursă este solicitată.

## 2.4. TRECĂTORI PENTRU PEȘTI

La amenajarea trecătorilor pentru pești se ține seama atît de posibilitățile de înot ale speciei de pește care interesează în principal cît și de suma eforturilor totale pe care trebuie să le facă (respectiv înălțimea de urcat) pe parcursul trecătorii. Se ține de asemenea seama de reacțiunile respectivei specii la zgomot și schimbările bruște de lumină.

Unele tipuri de trecători pentru pești sînt cu funcțiune continuă, iar altele au funcțiune intermitentă.

2.4.1. **Trecători cu funcțiune continuă.** Acestea se pot realiza prin trecători fără șicane, prin trecători cu șicane, trecători cu bazine succesive și trecători cu contracurent.

2.4.1.1. *Trecători în curent liber.* Dintre trecătorile cu acțiune continuă cele mai bune rezultate îl dau trecătorile în curent liber pe traseu desfășurat și cu mici bazine de odihnă (bazine amortizoare) create în lungul traseului, și trecătorile în scară cu bazine succesive. În acestea din urmă, apa deversează dintr-un bazin în altul prin căderi directe de 0,20—0,40 m înălțime. Aceste tipuri de trecători aplicabile în special în apele de munte, pot asigura trecerea peștilor pentru diferențe de nivel între biefuri pînă la 20 m sau chiar pînă la 30 m. Ele au dezavantajul de a se realiza cu pante relativ reduse (sub 10—15%) și respectiv trasee lungi și de a consuma debite de apă (scoase din circuitul centralelor energetice) relativ mari.

2.4.1.2. *Trecători cu contracurent.* Au avantajul de a se putea realiza cu pante mai mari, mergînd pînă la 20—25%. Au însă dezavantajul că nu sînt aplicabile la diferențe de nivel între biefuri mai mari de 10 m și că folosesc un debit de apă încă și mai mare decît trecătorile în curent. Atenuarea curentului de scurgere, care formează principiul de bază al trecătorilor, se realizează la aceste tipuri fie prin introducerea pe fundul și pereții canalului a unor praguri întoarse (dinți) care să dea naștere la contracurenți, fie folosind — sub presiunea apei din pînza biefului amonte—jeturi de

apă introduse în masa apei în sens opus curentului de scurgere. Aceste variante sînt cunoscute sub numele de *trecătoare cu dinți* și de *trecătoare cu orificii.*

**2.4.2. Trecători cu funcțiune intermitentă.** Se folosesc la barajele cu înălțime de retenție prea mare, unde trecătorile cu funcțiune continuă nu și-ar găsi loc de amplasament sau ar reveni la costuri prohibitive. În categoria trecătorilor cu funcțiuni intermitente se clasează ecluzele, ascensoarele și funicularele pentru pești, a căror construcție urmează aceleași principii ca și ecluzele, ascensoarele sau funicularele din navigație, transporturi și industrii. Uneori aceste instalații de trecere intermitentă se asociază cu instalații de trecere continuă și funcționînd ca o instalație mixtă de trecere.

Pentru înălțimile mari de baraje, singurul mijloc aplicabil de trecere rămîn ascensoarele. Este indicat ca transportul peștelui în ascensor să se facă în compartimente de apă.

Un avantaj al trecătorilor cu funcțiune intermitentă este că folosesc debite de apă reduse. Ele cer însă cheltuieli de exploatare mai mari, iar rezultatele lor sînt slabe. De aceea ascensoarele și celelalte tipuri de trecători intermitente aplicabile la înălțimi de baraje mijlocii și mari, pot fi cu succes substituite prin amenajări de pepiniere și populări cu puiet piscicol.

Se subliniază ca măsuri comune pentru toate tipurile de trecători pentru pești: rațională amplasare și orientare a gurilor trecătorilor, justa alegere a numărului și tipului de trecători, ținînd seama de talia, viteza de înot, aptitudinile de salt, modul de cîrduire al speciilor care ne interesează, de variațiile de nivel în lacul de baraj.

## 2.5. BARIERE PENTRU PEȘTI

Barierele au rolul să împiedice circulația peștelui spre zone în care pătrunderea sa este dăunătoare.

După modul de acționare asupra peștelui, barierele pentru dirijarea sau stăvilirea circulației peștilor pot fi de ordin fizic și de ordin fiziologic, iar după locul lor de amplasament, barierele pot fi instalate direct în albia canalului de circulație, în corpul barajului care împarte două biefuri de apă sau al cordonului (dig) care separă două medii diferite de apă și în jurul unei guri de apă.

**2.5.1. Dispozitive cu acțiune fizică.** Aceste dispozitive se bazează pe principiul strecurării (filtrării) apei printr-un grilaj cu orificii lamelare, pătrate sau circulare, cu grosimea lamei de apă și respectiv latura sau diametrul orificiului mai mare sau mai mică după gradul de filtrare impus. În determinarea lamei și ochiului de scurgere a apei trebuie judicios împăcate exigențele piscicultorului cu privire la reținerea peștilor, cu posibilitățile reale de curățire a *filtrului* și de asigurare a scurgerii debitelor de apă, în limita unor viteze acceptabile. Reducerea vitezei de scurgere la sosirea apei în fața grilajului-filtru, pentru a nu se produce strivirea și traumatizarea peștelui pe grilaj, se realizează prin lărgirea și adîncirea albiei canalului în zona respectivă, iar menținerea acestor viteze reduse la traversarea grilajului se realizează prin sporirea secțiunii active de filtrare.

2.5.1.1. *Instalații cu orificii lamelare.* Aceste instalații se folosesc în mod curent în cazul amplasamentului instalației în albia canalului sau gîrlei de circulație, direct sau prin intermediul unui corp de baraj. Ele poartă denumirea specială de *grătare pescărești.*

Instalațiile de acest gen au o largă variație de tipuri.

În cazul grătarelor instalate în corpul stăvilarelor pescărești, barele sînt formate din fier rotund sau fier platbandă. Echidistanța între fețele barelor adiacente, este de 10—20 mm, iar secțiunea barelor și cadrele metalice în care grătarul de bare se montează se calculează în funcție de eforturile la care sînt solicitate. Curățirea acestor grătare se face de regulă manual. În ceea ce privește montarea grătarului în corpul stăvilarului, aceasta variază după cum funcțiunea principală a acestuia este reținerea apei sau reținerea peștelui.

Și într-un caz și în celălalt, barele grătarului se fixează pe axul pragului stăvilarului, iar acest prag se sprijină obligatoriu pe un radier care să asigure stabilitatea instalației.

Grătarele cu curățire automată se cunosc astăzi sub variate tipuri, fără însă ca ele să fi reușit să se impună cu aplicație generală și grad de eficiență superior grătarelor cu curățire manuală. Un tip de grătar cu curățire automată este *grătarul rotativ californian*, care se compune în esență dintr-un grătar cilindric, cu raza aproximativ egală cu adîncimea apei din bieful inferior.

În poziția sa de lucru, tamburul-grătar este așezat orizontal și în sens normal pe axul longitudinal al canalului, barînd secțiunea canalului dreptunghiulară pe circa 4/5 din înălțimea sa. Pînza de apă ce se poate strecura pe sub tambur, sau pe la capetele sale laterale, trebuie să fie mai subțire sau cel mult egală cu lumina dintre barele adiacente ale grătarului.

Printr-un dispozitiv auxiliar, format dintr-un motor electric sau dintr-o roată hidraulică așezată în canal și acționată de apa acestuia, tamburul-grătar este silit să se rotească, în sens invers aceluia în care ar fi fost antrenat de curentul apei, cu o viteză de rotație de cel puțin 0,1 rot/min. Frunzele, ierburile și alte materiale flotante aduse de ape și presate între lamelele grătarului, sînt ridicate pe deasupra tamburului, în mersul de rotație al acestuia, trecute la bieful de aval și eliberate în acest bief sub acțiunea curentului de apă strecurat prin tamburul-grătar.

Instalațiile cu orificii lamelare (grătare pescărești) pot fi adoptate și în situația unor guri izolate de apă, de suprafață sau de adîncime, cum este cazul deversărilor peste baraje, sau al gurilor de la conductele de alimentare a turbinelor hidroelectrice.

Cu anumite lucrări de protecție și întreținere și cu precauție de a fi amplasate în zone adăpostite, ele pot fi menținute în funcțiune și pe perioada de îngheț și zăpoare.

2.5.1.2. *Instalații cu orificii circulare sau pătrate.* Au avantajul de a putea spori gradul de filtrare și satisface astfel cele mai severe exigențe piscicole. Suprafața de filtrare la aceste instalații poate fi formată dintr-o țesătură specială din fire metalice, textile sau din mase plastice, sau dintr-o placă găurită de metal sau de mase plastice. Pentru ca laturile la ochiurile țesăturii să-și conserve lungimea lor, aceste ochiuri se realizează prin înnodarea sau lipirea firelor, la intersecția dintre ele. Modul de instalare al plaselor sau plăcilor-filtru cu orificii circulare sau pătrate variază în funcție de mărimea orificiilor adoptate, de debitul de apă ce trebuie filtrat, de viteza curentului, de suspensiile transportate și de amplasamentul obligat.

2.5.2. **Dispozitive cu acțiune fiziologică.** Acestea nu au ajuns pînă astăzi în stadiul să ofere o suficientă siguranță în barajarea circulației peștilor. Unele din aceste dispozitive ca de exemplu *grilajele electrice* și-au găsit totuși în ultima vreme aplicare, mai ales pentru oprirea intrării peștelui din bazinele de acumulare spre turbinele hidroelectrice. Rezultatele sînt însă îndoielnice pentru speciile mărunte în contra curentului apei și de-a dreptul nesatisfăcătoare în cazul deplasării puietului de pește în sensul curentului apei.

În afară de curentul electric, dispozitivele cu acțiune fiziologică folosesc încă, bazat pe variațiile de intensitate, lumina, sunetul, bulele de aer.

Dispozitivele cu acțiune fiziologică își pot justifica folosința, ca auxiliare ale instalațiilor cu acțiune mecanică, în cazul că acestea din urmă prezintă discontinuități în funcțiunea lor (pentru curățire, pentru trecerea navelor etc.).

## 2.6. AMENAJĂRI PENTRU ADĂPOSTUL ȘI PROTECȚIA PEȘTILOR

Pentru protecție și apărare în diversele lor stadii de viață, peștii au nevoie de anumite locuri de refugiu și adăpost. Unele din condițiile pe care trebuie să le îndeplinească astfel de locuri sînt comune pentru mai multe specii și vîrste, altele diferă după specia și vîrsta peștilor; dar în general caracteristicile și amenajarea lor depind de natura apelor.

**2.6.1. Adăposturi în bălți și lacuri.** În bălți și lacuri, adăposturile pentru pești sînt constituite în principal de vegetație acvatică. În afară de rolul său pozitiv pentru adăpostul și hrana peștilor, vegetația acvatică prezintă însă și inconveniente prin colmatările pe care le produc pe fundul bălților, prin evapotranspirație și prin consumul de oxigen și săruri minerale din apă.

Lucrările de amenajare urmăresc să mențină, pe fiecare nivel de apă un optim de vegetație acvatică, adică atît cît este necesar pentru specia de pește pe care o ocrotim. Ca măsuri indicate în acest sens, se menționează: introducerea în amestecul de specii din bălțile cu vegetație în exces a unor pești consumatori de macrovegetație; crearea și menținerea prin vegetația bălții a unor cărări late de 5—15 m și echidistanțate de 1—3 ori lățimea cărării (deschiderea cărării se face prin cosire).

În cazul lacurilor lipsite de vegetație, în general lacuri adînci oligotrofe și lacuri cu fund calcaros, amenajarea urmărește sporirea vegetației (prin însămînțări, plantări și fertilizări) sau crearea de adăposturi artificiale. Astfel de adăposturi se pot crea din snopi de stuf sau fascine plutitoare, ancorate de fundul apei.

**2.6.2. Adăposturi în rîuri și canaluri.** În rîuri și canaluri, vegetația acvatică acționează de asemenea ca mijloc de adăpost. Locuri favorabile pentru adăpostul peștilor îl constituie cotloanele din malurile albiei. Împotriva vegetației în exces se pot folosi peștii fitofagi sau cosirile sub apă. Nu se folosesc mijloacele chimice.

În cazul cursurilor de apă sărace în vegetație și în adăposturi naturale pe fundul și în malurile albiei, se pot crea adăposturi artificiale prin trunchiuri de arbori ancorați în albie, prin bolovani sau blocuri de piatră, prin mici baraje înecate în albia rîului.

**2.6.3. Adăposturi pentru iernat.** În țările cu îngheț și dezgheț este necesară amenajarea în apele piscicole, stagnante sau curgătoare, a unor zone cu adîncimi de apă (sub gheață) de cel puțin 1,20 m și de întindere și dispersare corespunzătoare efectivului piscicol de iernat. În perioadele de îngheț prelungit și zăpezi se execută, pentru aerisire și lumină, copci în gheață și curățirea zăpezii, pe o parte din suprafața înghețată a zonei de iernat.

## 2.7. AMENAJĂRI PENTRU REPRODUCERE ȘI REPOPULARE PISCICOLE

Lucrările de amenajare pentru asigurarea condițiilor de reproducere a peștilor urmăresc pe de o parte să favorizeze reproducerea, ecloziunea icrelor și supraviețuirea alevinilor pentru speciile pe care le preferăm și pe de altă parte se combate reproducerea și predezvoltarea la speciile nedorite.

În rîurile de munte trebuie asigurate posibilităţi de acces pentru speciile preferate, la locurile de pontă şi de menţinerea nivelului optim de inundare peste aceste locuri.

În lacuri şi bălţi, o bună zonă de reproducere şi predezvoltare reclamă ape cît mai limpezi şi cît mai liniştite, substrat vegetal adecvat speciilor preferate, nivel de apă ascendent sau cel puţin staţionar, pe timpul reproducerii, incubaţiei icrelor şi fazelor prelarvare şi larvare de dezvoltare a puilor.

Pentru orice categorie de apă şi pentru orice specie de peşte reproducerea şi predezvoltarea reclamă locuri adăpostite, cît mai puţin expuse speciilor concurente la hrană şi prădătorilor de orice fel, neinfestate de boli şi paraziţi şi suficient de bogate în hrană pentru alevini.

2.7.1. **Repopulări piscicole.** Repopulările în favoarea unor anumite specii de peşti devin necesare ori de cîte ori măsurile de protecţie a reproducătorilor, a reproducerii şi a puietului, în regim natural, se dovedesc insuficiente. Problema repopulărilor devine şi mai acută în cazul barajelor înalte pe fluvii şi rîuri şi împiedicarea migraţiilor piscicole între locurile de creştere şi de reproducere. În trecut aceste repopulări se făceau prin transport de reproducători la locul de reproducere (la specii care suportau astfel de transporturi), transport de icre în faza de incubaţie, sau de alevini în faza de prelarvă sau de larvă. Faţă de pierderile enorme care se produc însă în mediul natural în fazele de la icră pînă la pui de o vară — şi care în general depăşesc 99,9% — aceste intervenţii aveau o foarte redusă eficienţă.

Rezultate bune dau însă repopulările cu puii de *o vară* sau cel puţin de la stadiul în care au ajuns la 1—2 g/buc. Producerea unui astfel de puiet implică amenajări de pepiniere piscicole, după aceleaşi norme ca şi pepinierele din cadrul pisciculturii dirijate (v. 3.1 şi 4.1).

# 3. AMENAJĂRI PISCICOLE ÎN REGIM DIRIJAT ŞI APE CU TEMPERATURĂ RIDICATĂ

Piscicultura în regim dirijat se face la adăpost de inundaţiile naturale şi, în limite anumite de spaţiu şi timp, dirijînd după necesitate nivelul apelor în sectorul care îi este afectat. În piscicultura *dirijată*, capătă importanţă şi amploare preocupările pentru reproducerea peştelui şi predezvoltarea puietului rezultat şi apoi pentru popularea şi creşterea eficientă a peştelui.

De aceea şi lucrările de amenajare, din cadrul pisciculturii dirijate, se grupează pe aceste două preocupări majore, adică pe *pepiniere piscicole* şi *crescătorii piscicole.*

## 3.1. PEPINIERE PISCICOLE ÎN APE CU TEMPERATURĂ RIDICATĂ

Pentru pepiniere cît şi pentru crescătorii piscicole interesează numai acele specii de peşti de la care, singur sau în amestec cu alte specii, se poate obţine cel mai înalt grad de valorificare al terenului folosit în acest scop şi al investiţiilor respective de amenajare. Unele din aceste specii se găsesc şi puteau fi selecţionate din apele noastre, ca de exemplu crapul, şalăul, cega. Alte specii valoroase, care lipseau din apele noastre,

au trebuit să fie în prealabil aclimatizate şi acesta a fost cazul cu speciile cosaş, sînger, novac şi scoicar.

O importanţă deosebită pentru apele noastre cu temperatură ridicată prezintă deocamdată pepinierele de crap şi peşti fitofagi, specii care stau la baza crescătoriilor piscicole din aceste ape. Prezintă de asemenea importanţă în vederea populării unor ape în regim natural, sau ca specii auxiliare în crescătorii, pepinierele pentru cegă şi pentru salău.

3.1.1. **Pepiniere pentru crap.** Crapul este unul din cei mai răspîndiţi şi apreciaţi peşti din apele dulci şi slab salmastre (sub 4 g/l ClNa) din Republica Socialistă România şi găseşte bune condiţii de viaţă pe întregul cuprins al ţării, sub altitudinea de circa 600 m. Pentru formele de crap de cultură folosite în piscicultură în condiţiile ţării noastre, greutatea medie la care ajunge crapul poate fi socotită la circa 0,035 kg/buc la vîrsta de o vară, 0,40 kg/buc la vîrsta de două veri şi 1,200 kg/buc la trei veri. În condiţii foarte bune de hrană, aceste greutăţi medii pot fi însă dublate şi chiar triplate.

Vîrsta optimă de reproducere este cea cuprinsă între 5—8 ani pentru femele şi 4—7 ani pentru masculi. Perioada normală de reproducere începe prin luna mai, cînd temperatura medie a apei ajunge şi depăşeşte 18°C. Femela-crap depune icrele în mai multe perioade (ponte). Raportat la greutatea corpului său, femela-reproducător depune o cantitate de icre de 15—30%, iar 1 kg icre conţine 850 000—1 050 000 boabe icre. Icrele de crap sînt lipicioase şi se fixează pe stratul vegetal pe care sînt depuse. Durata pentru incubaţie (clocirea) icrelor variază cu temperatura apei, fiind de 4—5 zile pentru temperatura apei de 19—20°C.

Faza de prelarvă, de la ecloziune pînă la resorbţia sacului vitelin şi trecerea la alimentarea activă, durează 2—3 zile.

În condiţiile de reproducere naturală, procentele cele mai mari de pierderi se produc în stadiile de fecundare, de incubare şi de prelarvă. În condiţii de reproducere dirijată se ameliorează mult procentul de supravieţuire de la faza icră fecundată la faza de *larvă*, iar prin reproducere artificială se sporeşte pînă la aproape 100% procentul de fecundare.

Icrele de crap dar mai ales alevinii (faza de prelarvă şi larvă) sînt foarte sensibili la fluctuaţiile de temperatură şi pier în mare majoritate cînd temperatura apei coboară sub 12°C. În timpul incubaţiei şi predezvoltării este nevoie de o apă cît mai liniştită, cît mai limpede, cu un conţinut ridicat de oxigen, cu un *p*H cuprins între 7 şi 9, cît mai ferită de dăunători.

3.1.1.1. *Lucrări privind reproducerea dirijată la crap.* Reproducerea crapului în piscicultură se face fie dirijat, şi în acest caz piscicultorul ameliorează, dar păstrează în general procesul natural de reproducere, fie artificial, în care caz se operează asupra procesului de reproducere.

Elementul principal de amenajare, în reproducerea dirijată, îl constituie bazinul de reproducere.

*Cele mai bune bazine de reproducere sînt bazinele mici, dreptunghiulare, cu suprafaţa inundată* de la 18 m² (3 m×6 m), pînă la 50 m² (5 m×10 m). Aceste bazine, constituite în grupuri, au alimentare pe la un capăt şi evacuare pe la celălalt. Bazinul se construieşte din pămînt în debleu, rambleu sau mixt, cu o adîncime normală între fund-bazin şi coronament-dig de 0,90—1,10 m, din care adîncimea inundată reprezintă 0,40—0,60 m. Fundul este perfect plan şi înclinat spre şanţurile de colectare a apei, cu o pantă de circa 2%. În partea de aval a bazinului şi pe una din laturile lungi, la piciorul taluzelor se amenajază un şanţ, cu adîncime de 0,25—0,30 m pentru colectat alevinii. Fundul şi taluzurile bazinelor se căptuşesc cu un strat de pămînt vegetal şi se înierbează. Pînă în preziua introducerii în el a reproducătorilor, bazinul se menţine uscat. Debitele de alimentare şi de golire se determină în funcţie de volumul de apă

necesar umplerii bazinului în timp de 1—2 h. Debitul de întreţinere (primenire) este redus la strictul necesar menţinerii calităţii apei şi unui nivel de apă staţionar sau slab ascendent.

După umplerea bazinului cu apă la nivelul dorit, se introduc reproducători, de regulă o familie formată dintr-o femelă şi doi masculi. După depunerea icrelor, reproducătorii se pescuiesc şi se înlătură din bazin. Altfel există riscul ca ei să consume o parte din icrele depuse şi alevinii rezultaţi, sau să transmită acestor alevini boli şi paraziţi. Pentru pescuirea reproducătorilor se poate face scăderea nivelului apei, pe o durată limitată de 1—2 h. Pescuirea alevinilor se face de la a patra pînă la a şasea zi de la ecloziune.

*În practica piscicolă există şi alte tipuri de bazine de reproducere,* care rămîn însă inferioare tipului descris. Uneori, pentru a se restrînge numărul de bazine, cu cheltuielile aferente şi pentru a prelungi creşterea alevinilor în bazinele de reproducere încă 8—10 zile după trecerea acestora la hrană activă, dar în dauna randamentului dat de reproducători, suprafaţa bazinelor de reproducere se măreşte pînă la 2 000—3 000 m² şi chiar pînă la 5 000 m². Principiul de amenajare este acelaşi ca la bazinele mici, cu deosebirea că lăţimea la coronamentul digurilor se sporeşte şi înclinarea taluzurilor se reduce corespunzător cu suprafaţa bazinului şi respectiv cu valurile ce se pot forma în bazin; iar şanţul colector se completează cu o reţea de canaluri ajutătoare spre care se orientează panta fundului bazinului.

În cazul bazinelor de reproducere mari, pescuirea alevinilor se face după 12—15 zile de la ecloziune şi tot atunci se pescuiesc şi reproducătorii din bazin. În funcţie de mărimea reproducătorilor şi de capacitatea de hrănire a bazinelor, numărul de familii reproducători variază între 4—6 familii la un bazin de 1 000 m², 6—9 familii la un bazin de 2 000 m² şi 9—14 familii la un bazin de 5 000 m².

*Se menţionează, pentru a ţi evitată, şi metoda reproducerii directe în bazinele de creştere.* Această metodă are principalul dezavantaj de a folosi iraţional reproducătorii.

*Transportul alevinilor de la bazinele de reproducere la bazinele de predezvoltare sau de creştere se face, de preferinţă, în pungi de polietilenă* cu volum de 50—60 l umplute în proporţie de 2/3 din volum cu apă şi 1/3 cu oxigen.

*Ca bazine auxiliare, în procesul de reproducere dirijată sînt necesare bazinele pentru parcarea reproducătorilor şi bazinele corespunzătoare de iernat,* iar sistemul de alimentare cu apă include canale de alimentare şi canale de evacuare a apei.

Este recomandabil ca bazinele de parcare să facă şi funcţia de bazine de iernat pentru reproducători. În acest caz aceste bazine se amenajază în apropierea bazinelor de reproducere şi au adîncimea, în condiţiile iernilor de la noi, de 1,80—2,40 m. Volumul de apă pe fiecare bazin, sprijinit pe o permanentă şi bună alimentare de primenire, se determină în funcţie de efectivul piscicol parcat. Parcarea reproducătorilor (şi respectiv iernarea) se face separat pe sexe şi cînd se poate pe vîrste.

Bazinul compensator, cîte unul pentru fiecare sistem de alimentare al bazinelor de reproducere, are funcţiunea să decanteze şi să preîncălzească apa şi să atenueze variaţiile de temperatură a apei introdusă pentru reproducere. Suprafaţa acestui bazin este în raport cu volumul de apă al bazinelor de reproducere. Rar însă depăşeşte 0,5 ha. Adîncimea de apă bazin este de 1,20—1,50 m. Acest bazin, de asemenea cu fundul şi taluzurile înierbate, se menţine uscat şi nu se umple cu apă decît cu 5—6 zile înainte de începerea inundării bazinelor de reproducere.

Canalele din reţeaua de alimentare şi evacuare, dimensionate în funcţie de debitul de serviciu, se construiesc de regulă din pămînt, uneori cu taluzurile şi fundul pereat. Este indicată totuşi folosirea conductelor închise (de beton, asbociment etc.), la reţelele secundare dintre canalul de la bazinul compensator şi bazinele de reproducere, ori de cîte ori prin aceasta se realizează o economie însemnată de teren care să justifice even-

tualele diferențe de cost. În fig. XXII.1 se dă schema unui sistem de bazine de reproducere piscicolă pentru crap cu canale de alimentare și de evacuare (v. fig. XXII.1).

*Circulația apei de la bazinul compensator la bazinele de reproducere se face prin gravitație.* Aducerea apei la bazinul compensator se face după posibilități, prin gravitație sau prin pompare. De asemenea, după posibilități, prin gravitație sau prin pompare, se asigură evacuarea apei. Condiția ce se impune pentru canale, lucrări de artă

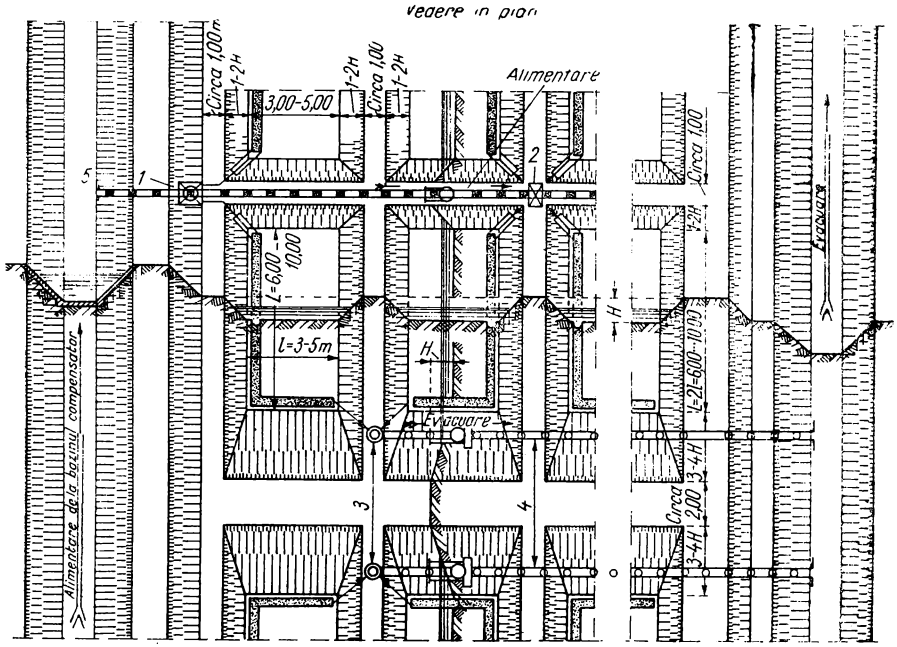



Fig. XXII.1. Sistem de bazine de reproducere pentru crap:

*1* — cămin pentru distribuția apei la grupul de bazine; *2* — grup de alimentare cu conducte mobile; *3* — călugăr pentru evacuarea apei; *4* — canale închise pentru evacuare; *5* — canal închis pentru alimentare cu apă.

și stații de pompare este aceea de a se asigura alimentarea cu apă a fiecărui bazin de reproducere prin cădere de la o înălțime de cel puțin 0,30 m deasupra nivelului maxim în bazin, de a se asigura golirea totală a fiecăruia din aceste bazine, de a se împiedica evadarea alevinilor, precum și pătrunderea vietăților, oricît de mici, dăunătoare pentru alevini și de a se evita zgomotul din preajma bazinelor de reproducere.

3.1.1.2. *Lucrări privind reproducerea artificială la crap.* Reproducerea artificială la crap a luat dezvoltare mai ales în urma descoperirii procedeului de stimulare a reproducătorilor prin injecții hipofizare. După injecția cu hipofiză crapul reproducător se repune în apă de unde, după 12—24 h se scoate pentru mulgere. Fecundarea icrelor

se face artilicial prin amestecul de icre şi lapţi). După fecundare se trece la incubarea icrelor şi la creşterea prelarvelor. Incubarea se face prin trei metode principale şi anume : prin dispersarea icrelor fecundate pe substraturi adecvate sub apa din bazine speciale, la adăpost de dăunători; prin depunerea icrelor fecundate pe rame de pînză şi menţinerea acestora sub aspersiune pînă la stadiul de ecloziune; prin descleierea icrelor şi trecerea lor la incubare într-o instalaţie cu carafe de sticlă alimentate cu apa pe la partea inferioară. Se menţionează în continuare aceste două din urmă metode.

*Incubaţia prin aspersiune* comportă următoarele operaţii şi amenajări :

— procurarea din toamnă şi primăvară a numărului de hipofize necesare, socotit în medie cîte 3—4 hipofize de fiecare reproducător;

— parcarea reproducătorilor în preajma instalaţiilor de reproducere. Parcarea urmează aceleaşi reguli ca cele de la reproducerea dirijată;

— bazine de maturare în care reproducătorii să fie menţinuţi de la injectarea cu hipofiză pînă la mulgere;

— umbrare situate între bazinele de parcare şi cele de maturare a reproducătorilor pentru adăpostul operaţiilor de injectare şi de mulgere;

— camera de aspersiune cu instalaţia adecvată pentru aşezarea ramelor cu icre fecundate şi pulverizarea apei peste aceste rame (cu sistem de încălzire a apei şi a camerei);

— bazine mici, cu fundul şi taluzurile pereate cu dale de beton, pentru a servi la creşterea prelarvelor;

— sistemul de alimentare cu apă (şi respectiv de evacuare) la bazinele de parcare şi de maturare, la camera de incubare, la bazinele de prelarve.

*Incubaţia în carafe de sticlă* (fig. XXII.2) comportă aceleaşi operaţii şi amenajări în ceea ce priveşte procurarea hipofizelor, parcarea, maturarea, injectarea şi mulgerea reproducătorilor, fecundarea icrelor. De asemenea, foarte asemănătoare celor folosite la incubaţie prin aspersiune sînt bazinele pentru creşterea prelarvelor, sistemul de alimentare cu apă şi modalitatea de transport a alevinilor. Intervin însă aci următoarele elemente noi sau diferenţiate :

— operaţii de descleierea icrelor;

— operaţii şi instalaţia propriu-zisă de incubaţie.

3.1.1.3. *Lucrări privind predezvoltarea puietului de crap.* O perioadă dificilă pentru creşterea puilor de crap este perioada dintre stadiul de prelarvă şi stadiul de creştere de 0,5—1,5 g/buc. În această perioadă în care puii sînt intens atacaţi de boli şi paraziţi, este deosebit de important ca puii să-şi găsească hrană din belşug, asigurîndu-şi un ritm de creştere bun şi prin aceasta reducerea perioadei de mare vulnerabilitate. Este indicat ca numărul de alevini populaţi la vîrsta de 4—5 zile să fie în concordanţă cu capacitatea de hrană a bazinului. Este indicat de asemenea ca bazinul să fie ferit de dăunători (deci inundare proaspătă, cu 3—7 zile înainte de populare) şi astfel amenajat şi întreţinut încît să se evite formarea valurilor şi suspensiilor în apă.

*Agitarea apei şi formarea valurilor* este în funcţie de vînturi, de întinderea bazinului, de orientarea acestuia, de adîncimea apei, de relieful fundului şi de vegetaţia din bazin.

Soluţia constructivă a bazinelor mici, completată cu măsuri de înierbare, constituie un eficace mijloc de combatere a valurilor şi suspensiilor, dar sporeşte cheltuielile de investiţie şi procentul de suprafeţe neproductive, din cadrul pepinierei.

Pentru creşterea puilor de crap pînă la vîrsta de 4—5 săptămîni de hrană activă, perioadă în care hrana constă din plancton, se stimulează prin îngrăşăminte dezvoltarea unui zooplancton corespunzător. În general, folosirea bazinelor de predezvoltare include practica îngrăşămintelor. Aplicarea acestor îngrăşăminte trebuie însă făcută cu

prudență, pe baza unor temeinice analize și cunoașteri a stării fizico-chimice-biologice a solului și apei bazinului, în evoluția acestora.

3.1.1.4. *Sporirea populației de alevini.* S-a încercat, fără a fi ieșit încă din stadiul experimental, sporirea populației de alevini dincolo de capacitatea naturală de hrană a bazinelor, folosindu-se hrana preparată (natural sau artificial) în afara bazinelor. Hrana artificială se dă sub formă de făină sau emulsie pulverizată. Alevinii sînt concentrați în mici bazine de beton sau, mai obișnuit, în juvelnice paralelipipedice cu pereți de plasă cu ochiuri sub 0,3 mm diametru și așezate în bazine de beton.

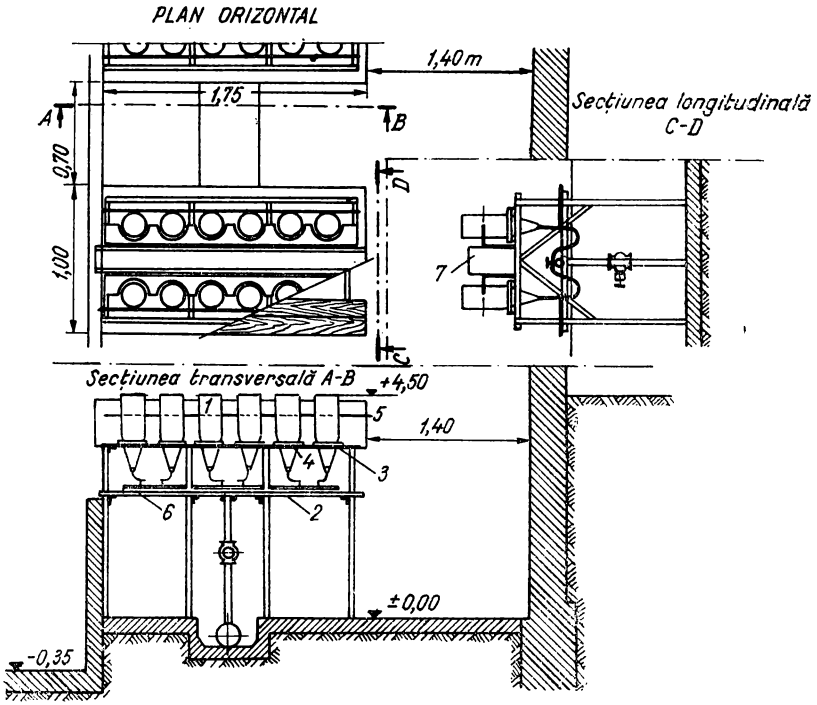



Fig. XXII.2. Instalație de reproducere artificială cu incubația în carafe tip Weiss:
*1* — paharul Weiss; *2* — masicioara de lucru; *3* — masă suport carafe; *4* — inelul inferior-susținere carafe; *5* — inelul superior; *6* — conductă de alimentare cu apă; *7* — jgheabul colector.

Suprafața bazinelor de predezvoltare se menține în general sub 5 000 m²/bazin, iar grosimea medie a stratului de apă între 0,40—0,70 m. Se aplică aceleași măsuri ca și la bazinele de ecloziune și creștere a prelarvelor în ceea ce privește debitul de inundare și de împrospătare a apei, cu deosebirea că umplerea sau golirea unui bazin se face în timp de 6—12 h. Canalele, instalațiile-filtru, gurile de alimentare și gurile

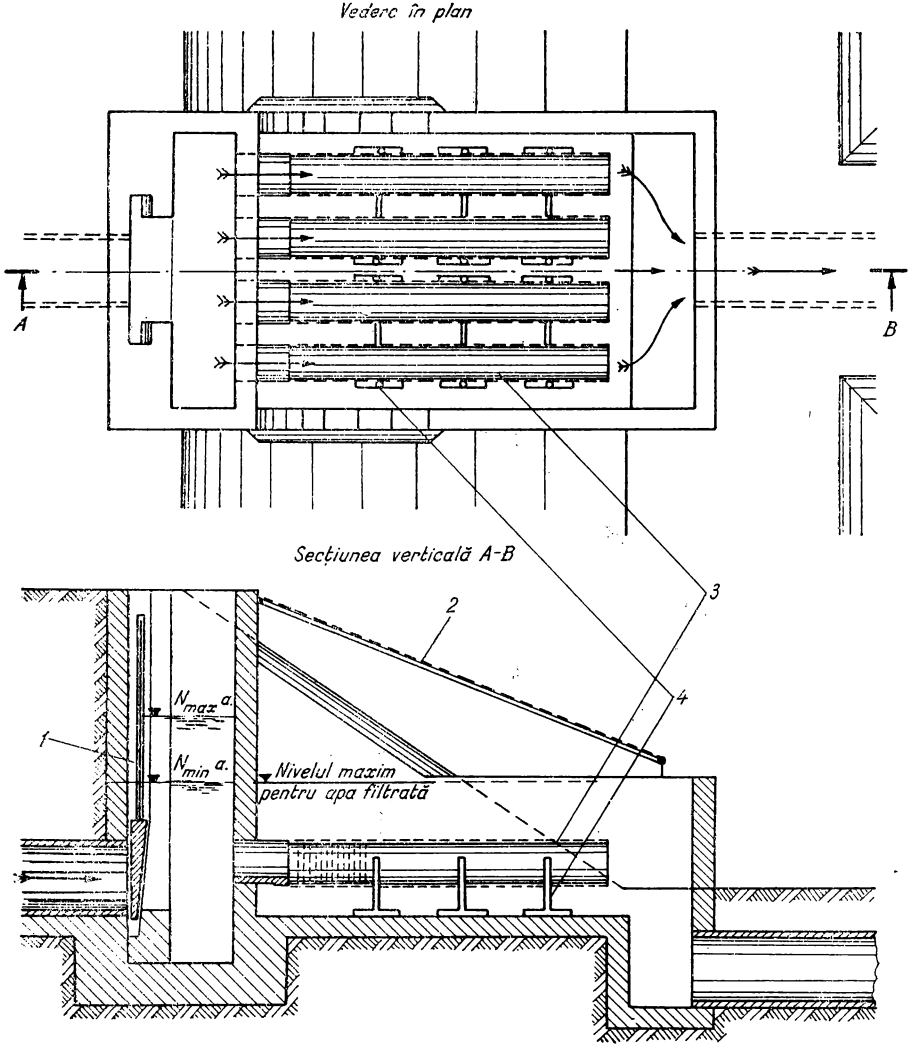



Fig. XXII.3. Cămin pentru dirijarea apei la repr oducere și predezvoltare:

*1* — vanetă; *2* — prelată-umbrar; *3* — filtre tubulare din sită nr. 10 de mătase; *4* — suporți metalici pentru sacii-filtru.

de evacuare, se construiesc şi funcţionează similar cu cele descrise la bazinele de reproducere şi exemplificate în fig. 1, 3, 4 şi 5.

Figura XXII.3 reprezintă un cămin pentru dirijarea apei la reproducere şi predezvoltare, avînd instalaţia pentru filtrarea apei, iar fig. XXII.4 un cămin pentru

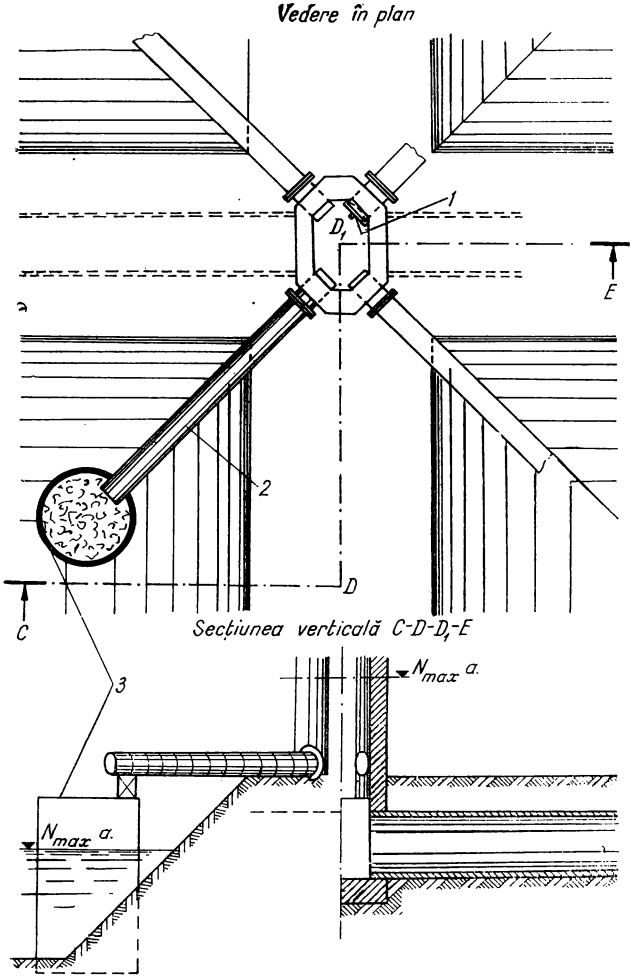



Fig. XXII.4. Cămin pentru distribuirea apei pe bazine de reproducere şi predezvoltare :

*1* – capac-manşon; *2* – conductă demontabilă; *3* – tub de beton.

distribuirea apei pe bazine la reproducere şi predezvoltare, cu conducte distribuitoare mobile. Schema unui cămin-călugăr pentru evacuarea apei din bazinele de reproducere este dată în fig. XXII.5.

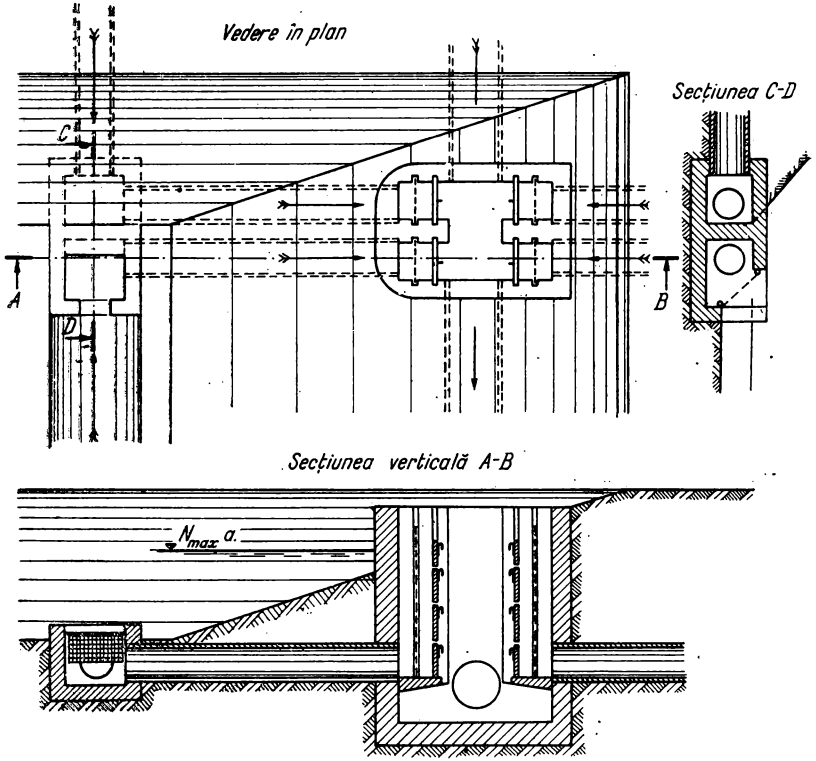



Fig. XXII.5. Cămin-călugăr.

3.1.1.5. *Bazine de creştere vara I şi de iernare.* Bazinele de creştere vara I folosesc la creşterea puietului de crap, de la vîrsta de 14—15 zile pînă la vîrsta de *o vară*, adică pînă la încheierea sezonului de hrană activă al anului în care puietul s-a produs. În lipsa bazinelor de predezvoltare, popularea bazinelor de creştere vara I se face direct cu larve de 3—5 zile de la ecloziune (această practică are evidente dezavantaje, dar are şi avantajul de a suprima cheltuielile de investiţie pentru bazine de predezvoltare şi pe cele cu pescuitul şi trecerea alevinilor de la predezvoltare la creştere, precum şi de a oferi posibilităţi largi de hrană pentru alevini).

În concepţia clasică, *suprafaţa unui bazin de creştere vara I-a* se menţinea între 2—4 ha. Se poate extinde această suprafaţă pînă la ordinul a zeci şi chiar sute de hec-

tare, condiționat însă de asigurarea umplerii bazinului într-un timp scurt (5—7 zile), de nivelul terenului, ale căror diferențieri pe bazin să nu treacă de 0,60 m și de existența unor perdele de protecție împotriva vînturilor și deci a formării valurilor. Umplerea bazinului cu apă se face inițial la o adîncime redusă (în medie 0,50—0,70 m). Nivelul se ridică apoi treptat ajungînd spre finele lunii iulie la 0,70—0,90 m. Cantitatea de puiet ce se populează, socotit la 1 ha bazin inundat, se stabilește în funcție de procentul de supraviețuire preliminat, de capacitatea biogenică a bazinului și de gradul de furajare admis.

De regulă, *popularea puietului vara I* se face fără amestec cu alte specii sau vîrste. În practica piscicolă se folosește însă și popularea în amestec. Este obligatoriu în acest caz, ca în momentul populării mixte, puietul de 14—15 zile să fie cît mai uniform și cît mai bine dezvoltat.

*Lucrările de amenajare pentru bazinele de creștere vara I* constau din diguri, canaluri, guri de aliementare (cu instalație-filtru), guri de golire. Recomandabil pentru bazinele cu suprafețe mari ca taluzurile digurilor să se amenajeze cu pantă sub 1/3, mergînd în funcție de natura terenului și intensitatea valurilor, pînă la 1/8. În zonele cele mai expuse valurilor se folosesc fie pereuri de zidărie (la taluz de 1/1,5) fie protejarea taluzului cu gard de nuiele, în spatele căruia se pune gunoi (îngrășămînt). Canalele interioare se dimensionează, avînd în vedere colmatarea vegetală rapidă, cu sporuri largi de secțiune (de 2—3 ori față de ceea ce rezultă ca necesar pentru curgere), iar rețeaua de canale astfel dispusă încît să se asigure scurgerea completă a apei pe întreaga suprafață a bazinului. Instalațiile de filtrare a apei, de alimentare și evacuare se construiesc după regulile obișnuite și se dimensionează pentru umplerea bazinului (la nivel inițial) în 5—7 zile și pentru golirea bazinului (de la nivel final) în 10—12 zile.

Pescuitul de toamnă, pentru trecerea la iernare a puietului de crap, se face pînă cel mai tîrziu la 15 noiembrie, așa încît temperatura apei în timpul pescuitului și transportului să nu coboare sub 8°C (preferabil între 8—12°C). Este bine ca fiecare pepinieră să-și amenajeze capacitatea de iernare calculat la întregul său efectiv piscicol pescuit în toamnă. Iernarea se face de preferință pe vîrste, în loturi de cel mult 10 t/bazin. Desimea de populare este de 5—6 t pește pe 10 000 m³ volum de apă. Debitul de alimentare este astfel stabilit încît să păstreze oxigenarea și aciditatea apei în jurul optimului necesar. Forma bazinelor de iernat este dreptunghiulară, cu lățimea în raportul de 1/3—1/4 față de lungime, iar adîncimea apei în bazin (inclusiv rezerva pentru gheață) cel puțin 1,80 m. Fundul și taluzurile trebuie căptușite cu un strat de 0,20—0,30 m de argilă nisipoasă. Gurile de alimentare și evacuare se așează opus, în diagonală, pe laturile de capăt. Alimentările și evacuările se fac independent, pe fiecare bazin.

3.1.1.6. *Componentele principale de amenajare ale unei pepiniere carpicole cu funcțiile sale de selecționare și parcare a reproducătorilor, reproducere și incubație, creștere prelarvară;* creștere larvară (predezvoltare), creștere vara I, iernarea populației piscicole, constau din:

— lucrări pentru captarea și aducția apei necesare în funcție de natura sursei de apă și de poziția sursei în raport cu pepiniera; aceste lucrări cuprind priza de apă, cu eventualele lucrări de retenție, de derivație sau de pompare, canalul de aducție și eventualele traversări ale acestuia;

— lucrări de amenajare a bazinelor de diverse categorii constînd din diguri de centură și diguri de compartimentare, săpături, nivelări și înierbări, canaluri pentru circuitul interior, colectarea și evacuarea apelor;

— lucrări de artă pentru distribuția apelor la alimentarea bazinelor și golirea acestora și pentru oprirea evadării puietului piscicol sau împiedicarea pătrunderii în bazine a vietăților acvatice dăunătoare.

Numai o parte din aceste lucrări, ca de exemplu instalaţiile-filtru, gurile de alimentare, gurile de evacuare, sînt specifice numai pepinierelor piscicole (v. fig. XXII.1, 3, 4 şi 5).

3.1.2. **Pepiniere pentru peşti ierbivori şi planctonofagi.** Pentru o cît mai completă valorificare a capacităţii naturale de hrană pe care o au apele cu temperatură ridicată, ţările cu piscicultură dezvoltată, ca de exemplu Republica Populară Chineză, au folosit creşterea crapului în amestec cu alte specii tot atît de valoroase, dar neconcurente la hrana sa.

3.1.2.1. *Reproducerea în captivitate a speciilor Ctenopharyngodon, Hypophtalmichthys şi Aristichthys.* Recent aduse din Republica Populară Chineză şi reprodus în apele noastre numai din anul 1966, unele specii de peşti şi-au găsit la noi, împreună cu condiţiile de aclimatizare şi denumiri populare adecvate caracteristicilor pe care le au (cosaş pentru Ctenopharyngodon, sînger pentru Hypophthalmichthys şi novac pentru Aristichthys).

În condiţiile apelor din Republica Socialistă România, aceste trei specii de peşti ajung la maturitate la vîrsta de 5—7 ani. Vîrsta optimă de reproducere este între 7—9 ani. Prolificitatea este asemănătoare cu cea a crapului cu care face parte din aceeaşi familie (Cyprinidae). Icrele au diametrul de circa 1 mm în momentul depunerii, dar în contact cu apa se umflă trecînd la un diametru de 4—5 mm şi devenind pelagice. Produsele seminale de la aceste specii, în stare de captivitate, se obţin prin stimulare cu injecţii de hipofiză. Incubaţia icrelor, ecloziunea şi dezvoltarea prelarvară reclamă o temperatură de cel puţin 21°C (temperatura optimă 24—28°C). Greutatea medie a unui reproducător la vîrsta de 6—7 ani este de circa 6 kg la cosaş, circa 8 kg la sînger şi circa 12 kg la novac.

Lucrările de amenajare pentru pregătirea reproducerii constau din :

— bazine pentru prematurarea reproducătorilor în care aceştia sînt trecuţi în faza de prematurare, adică de la ieşirea din iarnă pînă cînd temperatura apei depăşeşte 21°C şi se stabilizează deasupra acestei limite. Aceste bazine, care de regulă servesc şi pentru iernat, se construiesc din pămînt, în imediata apropiere a staţiei de maturare şi reproducere şi au adîncimea înecată de 2—3 m, iar suprafaţa luciului de apă de 500—2 500 m². Fundul şi taluzurile se înierbează. Parcarea reproducătorilor, pe sexe şi vîrste, se face în funcţie de capacitatea de hrană naturală a bazinului şi în proporţie de un reproducător pentru 50—120 m³ de apă. Alimentarea cu apă şi gurile de alimentare şi de evacuare a apei sînt astfel dimensionate încît umplerea sau golirea unui bazin să se facă în timp de circa 12 h. Curentul de primenire al apei în timpul parcării, socotit la tona de peşte este de 3—51/s ;

— bazine pentru maturarea reproducătorilor, în care reproducătorii sînt parcaţi pe specii, sexe şi vîrste pe perioada de 1—2 zile dintre prima injecţie stimulatorie şi mulgerea produselor seminale. Aceste bazine se construiesc din pămînt, cu taluzurile bine înierbate şi cu înclinare mică (1/3—1/4) şi au forma dreptunghiulară. Adîncimea apei în bazin este de 0,60—0,80 m, iar suprafaţa bazinului de 5—10 m² la fund şi 60—100 m² la faţa apei de nivel normal. Alimentarea apei se face prin tub flexibil şi pe la faţa apei. Gura de golire este protejată cu material flexibil spre a se evita rănirea peştilor. Conductele şi gurile de apă se dimensionează în vederea umplerii sau golirii bazinului în timp de circa 1/2 h. Într-un astfel de bazin de maturare se pun reproducătorii, imediat după injecţia stimulativă, cîte 4—6 bucăţi pe un bazin. Numărul bazinelor de maturare se deduce ţinînd seama că parcarea unei serii de *reproducători* durează cel mult două zile ; deci în cele circa 20 zile cît durează perioada de reproducere bazinul foloseşte pentru circa 10 serii de reproducători ;

— umbrare pentru adăpostirea operaţiilor de injectare şi de mulgere a reproducătorilor şi de fecundare a icrelor. Aceste umbrare se instalează pe digurile principale

dintre bazinele de maturare sau grupuri de bazine, cîte un umbrar la 3—7 bazine şi se pardosesc cu dale de beton.

*Lucrările de amenajare pentru incubaţia icrelor şi creşterea prelarvelor* au în vedere următorul proces tehnologic;

— incubaţia icrelor fecundate se face în carafe de sticlă, cu o capacitate de circa 8 l de apă şi respectiv 40 000—50 000 boabe-icre pe fiecare carafă. Carafele sînt aşezate pe cîte două rînduri, în grupuri de 12—20 carafe pe fiecare masă. Alimentarea cu apă se face prin tuburi flexibile fixate la partea inferioară a carafei, iar debitul de alimentare cu apă, pe timpul incubaţiei, este de 0,8—1,2 l/min pe carafă. Procesul de incubaţie pînă la ecloziune durează 28—42 h, în funcţie de temperatura apei, iar durata unei campanii de reproducere poate fi de cel puţin 20 zile (între 20 iunie şi 10 iulie), aşa încît carafele pot fi folosite în 10—12 serii pe o campanie;

— după ecloziune, prelarvele deversează din carafe în jghiabul de tablă intercalat pe masă, între cele două rînduri de carafe, iar de aici sînt transferate în juvelnice de pînză fină de fire sintetice, cu ochiuri de 0,2 mm pe latură. Aceste juvelnice, cu forma paralelipipedică, cu gura de 0,75 m × 0,75 m şi înălţimea de 0,50 m, sînt susţinute pe cadre de şipci şi sînt scufundate în apă cu circa 4/5 din înălţimea lor. Într-un juvelnic se pun circa 200 000 larve;

— bazinele în care se scufundă juvelnicele cu prelarve se construiesc din beton, cu feţele interioare bine sclivisite cu mortar de ciment şi rotunjite la intersecţie. Adîncimea apei în bazin este de circa 1 m. Forma în plan a bazinului este dreptunghiulară, lungimea sa depăşind, la capete, grupul de mese cu carafele de eclozare deservite de bazin, cu cîte 1,00—1,50 m. Lăţimea bazinului trebuie să permită aşezarea şi translaţia longitudinală a două rînduri de juvelnice. Debitul de primenire este astfel calculat încît să asigure în masa apei, o viteză medie de 2,5—3 mm/s, iar debitul de umplere şi golire a bazinului de 5—6 ori mai mare ca debitul de primenire. Faza prelarvară durează, în funcţie de temperatura apei, 3—4 zile. Bazinele pot fi deci folosite în 5—6 serii pe campanie. Ambalarea şi expediaţia larvelor, în pungi de polietilenă, se face după acelaşi procedeu ca cel descris pentru crap (fig. XXII.6).

*Alimentarea cu apă a instalaţiilor de incubaţie şi prelarvare* comportă o deosebită atenţie în ceea ce priveşte calitatea apei şi continuitatea debitului. Întreagă această alimentare se face gravitaţional, direct din bazinul compensator sau prin intermediul unui rezervor special în care apa este pompată din bazinul compensator. Apa de alimentare trebuie să fie limpede, cu fluctuaţii de temperatură cît mai reduse şi bogată în oxigen solvit, ceea ce se poate realiza prin intervenţia următoarelor amenajări:

— un bazin-compensator care primeşte de la sursă apă decantată şi filtrată prin site cu ochiul de 1 mm pe latură. Acest bazin are adîncimea de peste 1,50 m şi un volum de apă echivalent cu consumul pe 18—24 h al instalaţiilor;

— un filtru de sită de mătase foarte fină (corespunzător sitelor nr. 10 sau nr. 15 de la mori) intercalat între bazinul compensator şi instalaţia de incubaţie. Capacitatea filtrului se stabileşte corespunzător consumului de apă la incubaţie şi prelarvare;

— un sistem de barbotare şi aerarea apei, în faza premergătoare consumului său în instalaţie.

3.1.2.2. *Bazine de predezvoltare şi creştere vara I şi de iernare.* Pentru predezvoltare şi creştere vara I rămîn valabile aceleaşi criterii ca pentru crap cu următoarele completări şi deosebiri:

— popularea cu larve, în cazul pepinierelor pentru peşti ierbivori şi planctonofagi se face mult mai tîrziu ca la crap. În condiţiile din Republica Socialistă România, această populare are loc după 15 iunie. Este obligatorie menţinerea la uscat a bazinelor destinate populării cu larve, din iarnă pînă aproape de data populării. Umplerea bazinelor cu apă începe numai cu 3—7 zile înainte de populare;

— se recomandă popularea larvelor direct în bazinele de creştere vara I (pregătite în acest scop). În acest caz numărul de larve populat la 1 ha va fi, în funcţie de capacitatea nutritivă a bazinului, de 50 000—100 000;

— nu este indicată popularea puietului în amestec cu alte vîrste şi nici în amestec cu puiet de crap. În cazul excepţional că pepiniera este aservită în total unei aceeaşi sau aceloraşi crescătorii vara II cărora este aservită şi pepiniera de crap, apare justificată creşterea puietului fitofag în amestec cu puietul de crap după ce însă a trecut, obligatoriu, prin faza de predezvoltare.

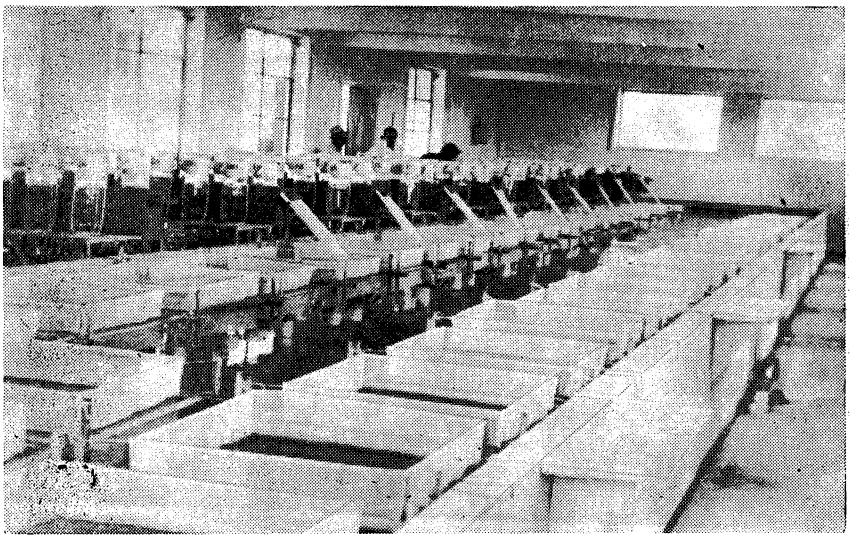


Fig. XXII.6. Vedere interioară a sălii instalaţiilor de incubaţie şi prelarvare de la staţia Nucet.

3.1.2.3. *Bazine pentru iernare a puietului de peşti fitofagi.* Aceste bazine urmează aceleaşi reguli generale ca şi la crap cu observaţia însă că:

— pescuirea şi mutarea puietului se va face la temperatură mai mare de 10°C (între 12—14°C);

— folosind faptul că reproducerea peştilor fitofagi are loc tîrziu (în iunie) şi că pregătirea acestor bazine, pentru popularea următoare se poate face în intervalul aprilie—iunie, se pot folosi bazinele de creştere vara I pentru iernarea în ele a puietului crescut aici.

3.1.3. **Pepiniere pentru sturioni (Acipenseridae).** Speciile de sturioni mai des întîlnite sînt cega, păstruga, nisetrul şi morunul. Dintre acestea numai cega este specifică apelor dulci; celelalte trei specii migrînd din mare în fluvii numai pentru reproducere. Perioada de reproducere la sturion durează, în funcţie de temperatură, din martie pînă în iunie. Locurile favorabile depunerii icrelor în albia fluviului sînt în zonele cu adîncimi mari (peste 6 m) formate din argilă cenuşie, nisip şi pietriş şi ferite de nămol.

Locurile de aglomerare ale puietului în primele stadii de dezvoltare se găsesc pe fundul apei, la adîncimi cuprinse între 3—9 m. Începutul maturității la femele este după 6—7 ani la cegă, 10—11 ani la păstrugă, 13—14 ani la nisetru și 17—18 ani la morun. La masculi maturitatea începe cu 2—3 ani mai devreme.

Pentru reproducerea dirijată se folosesc reproducători proaspăt pescuiți în mediu natural. Cantitatea de icre ce se recoltează de la o femelă reproducătoare este în medie de circa 15% din greutatea sa corporală; iar numărul de boabe-icre dintr-un kilogram icre este de circa 35 000 la morun, circa 55 000 la nisetru, circa 80 000 la păstrugă și circa 110 000 la cegă.

3.1.3.1. *Reproducerea artificială și incubația la sturioni.* Fazele prin care trece reproducerea artificială la sturioni sînt:

— pescuirea reproducătorilor din zonele lor de reproducere naturală sau pe parcursul spre aceste zone;

— selecționarea, transportul și parcarea reproducătorilor pescuiți din mediul natural;

— maturarea prin injecții cu hipofiză (extrasă din timp și conservată), extragerea produselor seminale și fecundarea artificială a icrelor;

— incubația icrelor fecundate, ecloziunea acestora și creșterea puilor în faza prelarvară și larvară;

— creșterea puilor de sturioni de la stadiul de alevin pînă la stadiul de lansare în apele naturale sau heleșteiele de creștere (cegă).

Parcarea și prematurarea se face de obicei pe timp scurt (2—3 zile) ceea ce presupune capturarea reproducătorilor, cu gondalele într-un stadiu avansat (parcarea mai timpurie atrage amenajări costisitoare).

Maturarea, după injecția cu hipofiză, la temperatura de 14—16°C, durează 20—32 h pentru cegă și 25—40 h pentru păstrugă.

Incubația, în funcție de temperatură, durează între 4—10 zile.

Stadiul de prelarvă, de asemenea variabil cu temperatura apei este de 5—10 zile.

*Lucrările de amenajare privind reproducerea și predezvoltarea în pepinierele sturionicole* încep cu bazinele pentru parcarea reproducătorilor. În cazul în care aceste bazine fac și oficiul, pe durată mai lungă, de prematurare, ele vor fi astfel amenajate încît să corespundă condițiilor din mediul natural. Soluția cea mai potrivită acestui caz este aceea a unui canal cu circuit închis, curent puternic de apă și secțiunea suficient de mare spre a masca peștelui starea sa de captivitate. Lungimea unui astfel de canal în circuit, în funcție de populația ce i se afectează, poate varia între limitele de 50—1 000 m. Se pot imagina diverse tipuri de circuite și secțiuni de canal sau instalații pentru crearea curentului convenabil (fig. XXII.7).

În cazul în care reproducătorii se pescuiesc chiar în perioada de reproducere naturală și se contează pe o parcare de scurtă durată, *forma bazinelor se simplifică*, putîndu-se reduce la mici bazine cu suprafața de 8—12 m² și adîncime de circa 1,5 m sau chiar la juvelnice construite din șipci avînd formă paralelipipedică, cu baza de circa 3,00 m×1,50 m și adîncimea de 1,50 m.

*Pentru incubația icrelor se folosesc fie incubatoarele de tip Juscenko, fie carafe de sticlă tronconice* de tipul descris pentru peștii fitofagi. Apa care vine la incubator trece în prealabil printr-o instalație de decantare și filtrare.

3.1.3.2. *Predezvoltarea alevinilor și puietului.* Pentru creșterea în stadiul de prelarvă (5—10 zile) după eclozare, bune rezultate oferă sistemul creșterii în juvelnice de plasă scufeundate într-un canal de beton, adăpostit. Juvelnicul este confecționat dintr-o plasă de fir sintetice cu ochiuri foarte mici, așezată pe un cadru paralelipip edic, ase-

mănător incubatorului tip *Cealikov*. Alimentarea canalului se face cu apă decantată şi filtrată. Debitul de alimentare (primenire) este astfel calculat încît să realizeze în masa apei din canal o viteză medie de 1—2 cm/s. După resorbţia sacului vitelin şi trecerea la hrană activă, larvele pot fi crescute în bazine circulare şi hrănite în mod special.

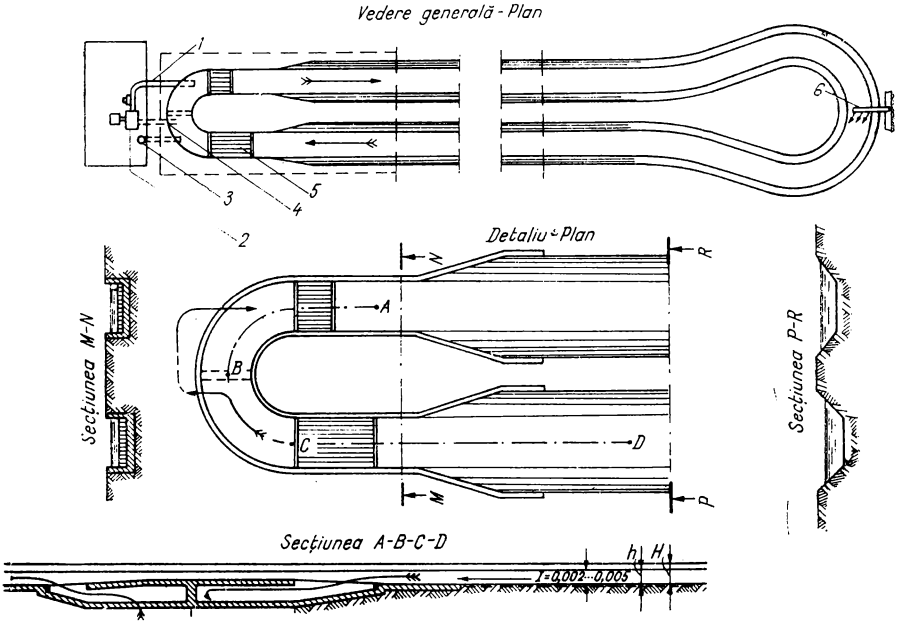



Fig. XXII.7. Bazin cu circuit închis pentru parcat reproducătorii de sturioni:
*1* — refulare-alimentare; *2* — instalaţie de pompare pentru circularea apei; *3* — preaplin; *4* — aspiraţie-evacuare; *5* — grătar; *6* — debit de primenire.

În fig. XXII.8 se arată un astfel de bazin circular pentru predezvoltarea puilor de sturion. Pentru cegă, temperatura optimă în perioada de creştere de la ecloziune pînă la vîrsta de 40 zile este de 20°C. Ca norme de populare pot fi admise circa 25 000 pui/m³ apă în momentul ecloziunii, 5 000 pui/m³ în momentul de trecere la hrană activă şi 2 500 pui/m³ apă, la vîrsta de 15—20 zile. Se recomandă sortarea periodică a puilor după mărime, în fiecare bazin. Hrănirea în bazine circulare se face pe timp de 25—30 zile. Lucrările privind predezvoltarea puilor de sturion vor include şi amenajarea bazinelor pentru creşterea hranei necesare, respectiv pentru Artemia salina, Dafnii şi Oligocheţi.

Pentru creşterea pe mai departe, puii de morun, nisetru, păstrugă sînt deversaţi în fluviu, de unde migrează spre mare. Pentru cegă însă, creşterea poate continua pe spaţii închise (heleşteie), pînă în octombrie.

În acest scop se folosesc bazine cu fundul şi pereţii din pămînt argilos şi cu suprafaţa de 0,50—2,00 ha, construite după aceleaşi reguli ca bazinele de predezvoltare din pepinierele de crap. O amenajare mai adecvată este însă aceea a canalului cu circuit închis schiţat în fig. XXII.7, bazat pe hrană naturală. În această fază viteza în circuit va spori treptat, ajungînd în august la 5—10 cm/s.

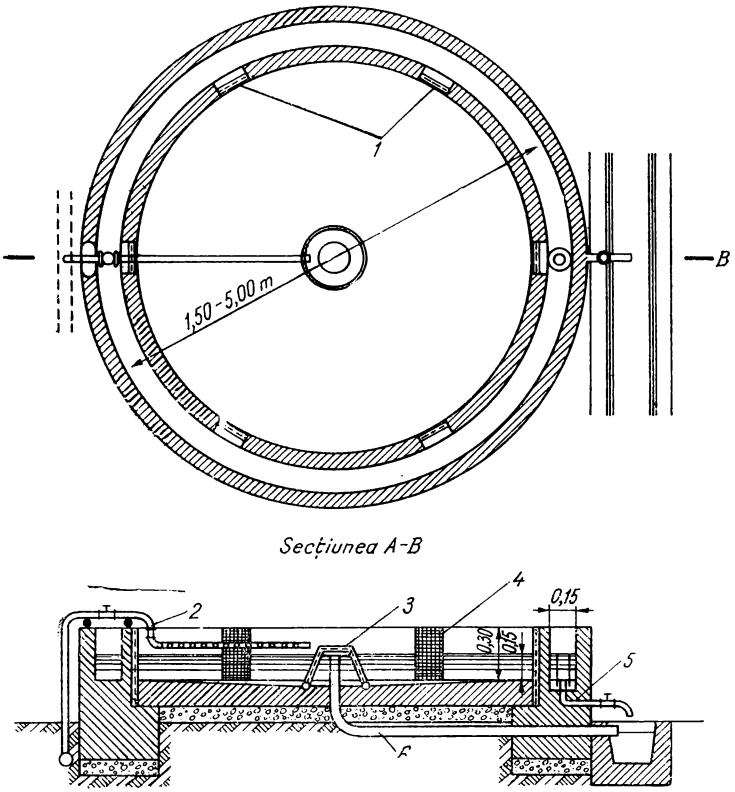



Fig. XXII.8. Bazin circular pentru predezvoltarea puilor de sturion:
*1* — ferestre cu sită nr. 10; *2* — tub de alimentare cu apă; *3* — sită nr 10; *4* — fereastră cu sită (5—6 buc.); *5* — evacuarea apei periferice; *6* — evacuare (fund).

3.1.4. **Pepiniere pentru şalău.** Şalăul preferă lacurile cu fundul nisipos şi suportă bine apele salmastre chiar pînă la un procent de salinitate de 4—5 g/l. Se reproduce la temperatură de 12—15°C. O femelă depune între 200 000—400 000 boabe de 1—1,5 mm diametru. Şalăul este foarte sensibil, ceea ce îngreuiază transportul său în stare vie.

3.1.4.1. *Amenajări pentru reproducerea dirijată la şalău.* Pentru reproducerea dirijată a şalăului se folosesc diverse sisteme bazate pe proprietatea icrelor fecundate de a se lipi de firişoarele existente în apă. Amenajarea constă din : a) *oboare* construite pe principiul gardurilor pescăreşti, într-o zonă cu fundul nisipos a lacului natural. În aceste oboare se introduc şalăii reproducători, în proporţie de 1 femelă la 2 masculi; b) *saltele de rădăcini* (mustăţi) de salcie. Saltelele au baza pătrată cu latura de circa 0,80 m iar grosimea de circa 0,05 m; c) *lăzi de lemn cu fundul găurit* şi de dimensiuni corespunzătoare, pentru transportul saltelelor cu icre fecundate.

Ridicarea şi transportul saltelelor de icre se face la circa 12 h după fecundare. Împachetarea se face în lăzi duble, iar golurile dintre pereţii acestora completîndu-se cu muşchi umed.

Incubarea şi eclozarea icrelor, uneori sub protecţia unor coşuri de nuiele, se face direct în heleşteiele sau lacurile care urmează să fie populate. În condiţii bune de dezvoltare se contează că supravieţuirea de la icra fecundată pînă la vîrsta de o vară este de circa 15%.

## 3.2. CRESCĂTORII PISCICOLE SIMPLE

În crescătoriile sau îngrăşătoriile piscicole, fie că această creştere se bazează pe hrană naturală sau pe furaje, se urmăreşte valorificarea eficientă a terenului şi apei afectate crescătoriei, folosind în totalitate şi cît mai raţional capacitatea trofică a bazinelor respective cu apă.

Specia de bază folosită în crescătoriile piscicole din apele noastre cu temperatură ridicată este crapul. După cum crescătoria se populează numai cu crap sau în combinaţie cu alte specii, avem crescătorii în monocultură sau policultură.

Sporirea productivităţii în crescătoriile piscicole bazată pe selecţie, pe amestec raţional de specii şi vîrstă şi pe corecta aplicare a regulilor de piscicultură, poate fi influenţată pe de o parte prin sporirea capacităţii trofice (prin amendamente şi îngrăşăminte) a crescătoriei, iar pe de altă parte prin intervenţia cu furaje. Pornind de la producţia de peşte realizabilă pe baza capacităţii trofice (inclusiv amenajări, amendamente, îngrăşăminte), această producţie poate fi sporită de 1,5—2,0 ori prin completări de hrană (furaje) şi acesta este cazul crescătoriilor semifurajate sau semiintensive, sau de 3—4 ori în cazul crescătoriilor intensive. Sporurile mai mari de 4 ori sînt de domeniul crescătoriilor superintensive.

De regulă, piscicultura foloseşte terenuri pe care le exploatează în exclusivitate. Uneori însă, exploatarea piscicolă se face în participaţie cu alte ramuri de producţie funciară. În primul caz avem de-a face cu o crescătorie piscicolă simplă, iar în al doilea caz cu o crescătorie complexă.

O crescătorie piscicolă simplă poate fi în monocultură sau policultură, şi cu exploatare extensivă, semiintensivă, intensivă sau superintensivă. Întrucît crescătoriile de crap în policultură au o aplicaţie mai largă iar lucrările de amenajare pentru crescătorii în monocultură nu se diferenţiază esenţial de cele în policultură, ne referim numai la acestea din urmă.

În cazul în care producţia se bazează pe capacitatea de hrană naturală a unor crescătorii numai parţial amenajate şi în care nu se poate interveni cu amendamente, îngrăşăminte şi golirea bazinelor, crescătoriile respective sînt considerate în exploatare extensivă.

În cazul crescătoriilor carpicole extensive intră şi unele bazine aflate în regim natural de inundaţie, dar care sînt parţial dirijate (prin populări sistematice, îngrădirea migraţiilor etc.) în ceea ce priveşte populaţia piscicolă.

Cînd producţia piscicolă se bazează pe capacitatea de hrană naturală pe care o poate avea un bazin amenajat, amendat şi îngrăşat, crescătoria este semiintensivă.

3.2.1. **Crescătorii piscicole simple-extensive.** Lucrările de amenajare piscicolă, din *cadrul crescătoriilor simple, cu exploatare extensivă* se rezumă în principal la:

— lucrări de amenajare pentru asigurarea creşterii şi aducerii în crescătorie a puietului necesar populărilor piscicole. Aceste lucrări constau din *pepiniere pentru crap şi peşti fitofagi*;

— lucrări de amenajare pentru împiedicarea evadării peştelui valoros, puiet şi adult, populat în crescătorie şi pentru restrîngerea posibilităţilor de pătrundere a altor peşti din afară, printre care şi răpitori sau concurenţi la hrană. Astfel de lucrări constau din diguri de separaţie şi bariere pentru peşti;

— lucrări pentru adăpostul populaţiei piscicole în timpul iernii şi al furtunilor sau pentru protecţia acestei populaţii împotriva prădătorilor. Lucrările constau din canale cu adîncime permanentă de apă de cel puţin 1,60 m şi din perdele sau zone de protecţie, formate din plante acvatice emerse (în principal trestie);

— lucrări de deschideri sau corectări de canaluri pentru ameliorarea alimentării cu apă precum şi eventuale lucrări de retenţie în vederea împiedicării pierderilor prea mari de apă din crescătorie sau a pătrunderii din afară a unor ape necorespunzătoare.

Suprafaţa crescătoriilor simple cu exploatare extensivă se poate întinde, cum este cazul lacului Razelm, pe zeci de mii de hectare.

3.2.2. **Crescătorii piscicole simple semiintensive.** Astfel de crescătorii se realizează la adăpost de inundaţii şi cu deplina dirijare a nivelului apeiîn crescătorie (v. 2.1.2.).

Lucrările de amenajare cuprind deci: prize de apă prin gravitaţie sau prin pompare şi canaluri de aducţiune la crescătorie; canal colector pentru evacuarea apei scurse din crescătorie; diguri de centură pentru protecţia împotriva inundaţiilor din afară şi diguri de compartimentare pe bazine; canaluri interioare pentru repartiţia apei în bazine şi colectarea şi evacuarea acestor ape (gravitaţional sau prin pompare) şi menţinerea la uscat a incintelor îndiguite; guri pentru alimentare şi evacuare, cu dispozitive de retenţie a apei şi împiedicare a evadării peştelui sau a invadării bazinului de către vietăţi dăunătoare. În cazul vecinătăţii crescătoriei cu terenuri agricole al căror nivel se găseşte sub nivelul de retenţie al apei din crescătorie, sau ale căror ape freatice ar putea fi influenţate, în sens dăunător agriculturii, se recurge la amenajări suplimentare adecvate (separarea celor două folosinţe printr-un canal în care nivelul apei se menţine, prin pompare sau gravitaţional, sub limita impusă de cerinţele agricole). Digurile de centură se construiesc din pămînt, cu asigurare de 5—2% împotriva inundaţiilor şi cu măsurile de rigoare împotriva infiltraţiilor, alunecărilor şi eroziunilor. Digurile de compartimentare pe bazine, de asemenea din pămînt, au cota coronamentului dedusă pe baza nivelului maxim de retenţie a apei în bazin, a supraînălţării produsă de vînturi şi a unui spor de securitate de 0,20—0,40 m. Traseul digurilor se fixează folosind cît mai judicios relieful şi natura terenului şi ţinînd seama de cerinţele de exploatare. Adîncimea medie a apei în bazinele de creştere este de circa 1,20 m. Suprafaţa bazinelor este determinată de configuraţia şi relieful terenului, de nivelul apei la gura de alimentare a fiecărui bazin şi de cerinţele exploatării.

Suprafeţele prea mari şi lipsite de protecţia împotriva formării valurilor se reflectă defavorabil în producţia de peşte. Ele reduc însă cheltuielile de investiţie pentru diguri şi lucrări de artă. Practic aceste suprafeţe ajung, ca limită superioară, la 500—600 ha/buc, putînd atinge şi depăşi chiar şi 1 000 ha/buc.

3.2.2.1. *Bazine de creştere.* Bazinele de creştere se menţin în fiecare iarnă, sau cel puţin într-o iarnă la 2—3 ani, golite de apă. Populareа piscicolă se face primăvara între 15 martie — 15 aprilie, după ce în prealabil s-a făcut inundarea bazinului cu 15—30 zile mai devreme. Efectivul pentru populat se determină în funcţie de cantitatea şi calitatea masei trofice de care este capabil bazinul în vederea folosirii cît mai eficiente a acesteia.

3.2.2.2. *Anexe ale crescătoriei piscicole.* Ca anexe ale crescătoriei piscicole semiintensive sau independent de ea, dar indispensabile funcţionării crescătoriiei, se amenajează : pepinierele pentru producerea puietului necesar populării (crap, peşti fitofagi, cegă, şalău) ; bazinele pentru selecţia şi creşterea remonţilor şi eventual bazine mici pentru carantină. Se amenajază de asemenea bazine speciale pentru iernarea populaţiei piscicole. Uneori iernarea se face prin rotaţie în bazinele de creştere. În acest caz amenajarea trebuie să asigure fie sporirea, spre finele lui noiembrie, a nivelului apei în bazin conform cerinţelor de iernare (respectiv suprainălţării de diguri), fie golirea parţială a bazinului cu concentrarea efectivului piscicol în canalurile colectoare ale acestuia (respectiv adîncirea şi lărgirea corespunzătoare a canalurilor) şi cu întreţinerea curentului de primenire necesar.

*Crescătoriile simple cu exploatare semiintensivă* pot primi, în completarea hranei naturale din bazin şi cantităţi de furaje, în limita ridicării nivelului producţiei pînă la 1,5—2,0 ori faţă de producţia bazată pe hrană naturală. Se aplică în acest caz aceleaşi lucrări de amenajare ca şi în cazul crescătoriilor nefurajate ; cu corectivele rezultate, pentru populare, creştere şi iernare, din sporul de producţie datorit furajelor. În plus se prevăd lucrările pentru depozitarea, prepararea şi repartiţia furajelor.

Suprafaţa bazinelor în aceste crescătorii, ca limită inferioară, începe de la fracţiune de hectar şi poate ajunge la 200—300 ha/buc.

3.2.3. **Creseătorii simple intensive.** Acestea se bazează, pe lîngă o hrană naturală bogată (ca urmare a amenajării, amendamentelor, îngrăşămintelor şi debitelor raţionale de apă) pe furaje. Cîtul de furajare se stabileşte experimental sau prin asemănare cu alte crescătorii din aceeaşi regiune şi pentru aceleaşi amestecuri de specii şi vîrste, în funcţie de reţeta şi calitatea furajelor.

Specia de bază în crescătoriile intensive în apele cu temperatura ridicată, este crapul, ca şi în crescătoriile extensive şi semiintensive ; iar dintre speciile paşnice care dau cele mai bune rezultate în policultura cu crapul sînt : cosaşul, sîngerul şi novacul. Ca specie prădătoare auxiliară este de preferat şalăul, atît pentru calitatea cărnii sale cît şi pentru faptul că este mai puţin vorace decît ştiuca.

Perioada intensivă de hrană a crapului este între limitele de 18—27°C, adică în condiţiile apelor noastre, între 15 mai — 30 septembrie. În condiţiile apelor noastre, se poate obţine în mari crescătorii intensive, cu exploatare în policultură, pînă la 3 000 kg/ha an.

3.2.3.1. *Elementele de bază pe care se axează amenajarea unei crescătorii piscicole intensive sînt* : terenul, apa, populaţia piscicolă şi furajele de care putem dispune.

Terenurile cele mai corespunzătoare unei astfel de crescătorii, în Republica Socialistă România sînt terenurile de cîmpie şi colinare cu altitudine pînă la +300 m ; cu relief uşor ondulat şi limitat, pe fiecare bazin piscicol, între niveluri diferenţiate între ele cu cel mult 1,00 m, cu un sol bogat în materii nutritive ; cu o permeabilitate acceptabilă pentru presiuni de apă pînă la 3 m înălţime ; cu posibilităţi certe şi lesnicioase de separare a zonei piscicole faţă de terenurile vecine cu alte folosinţe precum şi pentru eventuala compartimentare a zonei piscicole ; cu posibilităţi lesnicioase de inundare a bazinelor precum şi a golirii totale şi menţinerii la uscat a acestora ; cu acces convenabil la căile de comunicaţie din regiune.

Apa necesară crescătoriei trebuie să provină dintr-o sursă de suprafaţă, să corespundă condiţiilor de calitate şi să nu fie expusă poluărilor, să permită derivarea spre crescătoria piscicolă a debitelor necesare şi să asigure, pe orice perioade, aceste debite la nivelul cerinţelor crescătoriei, să existe posibilităţi pentru aducţia şi evacuarea apei din crescătorie, fără modificări dăunătoare în nivelul pînzei freatice din terenurile învecinate.

Puietul piscicol (de un an) pentru popularea crescătoriei, pe grupe de specii, trebuie să provină din una şi aceeaşi pepinieră. Distanţa de transport între pepinierele furnizoare de puiet şi crescătorie, trebuie să fie cît mai mică, iar căile de transport cît mai accesibile.

Furajele trebuie să poată fi livrate în ritmul cerut de crescătorie şi conform condiţiilor de reţetă şi calitate stabilite.

3.2.3.2. *Amenajarea unei crescătorii piscicole intensive.* Axat pe elementele de bază ale acesteia, cuprinde în general aceleaşi lucrări specifice ca şi în cazul crescătoriilor semiintensive nefurajate. Există şi unele deosebiri. Asigurarea pentru digurile de centură se ia între limitele de 2—0,5%; limita maximă de suprafaţă pe bazine nu trece de 150 ha, preferîndu-se suprafeţele mici, sub 10 ha/bazin; se prevăd amenajări speciale pentru depozitarea, prepararea şi distribuirea furajelor, precum şi pentru pescuit şi expedierea peştelui. Este raţional ca marile crescătorii intensive să-şi amenajeze pepiniere proprii în imediata lor vecinătate.

3.2.4. **Crescătorii simple suprаintensive.** Amenajarea crescătoriilor piscicole simple cu exploatare suprаintensivă se realizează pe suprafeţe mici şi se bazează pe un consum ridicat de apă şi furaje de foarte bună calitate. Conţinutul în oxigen solvit al apei de alimentare, trebuie să corespundă cu limita de saturaţie, iar furajele să conţină un procent mare de proteine animale.

Bazinele crescătoriilor superintensive au suprafeţe de 30—50 m², adîncime de 1,80—2,20 m. Alimentarea cu apă se face în serii de cîte 2—3 bazine. Taluzurile la bazine au înclinare de circa 1/0,5 şi se construiesc din zidărie, cu feţe perfect netede (sclivisit cu ciment) şi colţurile ovalizate. Forma în plan pentru bazine trebuie aleasă încît să asigure o raţională primenire în masa apei, dar şi oarecare variaţie în intensitatea curentului de primenire. Alimentarea cu apă se face prin deversare, cu refolosirea apei pe cele 3—4 bazine dintr-o serie, dar şi cu posibilităţi de alimentare independentă pe fiecare bazin. Golirea trebuie să fie de asemenea independentă pe bazine. Gurile de apă se protejează încît să evite traumatizări la peşti. Se amenajază umbrare pe 4—8% din suprafaţa fiecărui bazin (fig. XXII.9).

Se menţionează că în crescătoriile superintensive debitul de apă pe bazin este de 30—50 l/s pentru o tonă de peşte iar cîtul de furajare depăşeşte, cu furaje identice, cu de 2—3 ori pe cel din crescătoriile intensive. Popularea se face cu crap de un an în desime de 100—150 buc/m³ apă.

3.2.5. **Depozite pentru păstrarea peştelui de consum în stare vie.** Peştii de crescătorie din ape cu temperaturi ridicate pot fi păstraţi în bazine speciale şi livraţi pentru consum în stare vie (cu excepţia şalăului şi parţial a sîngerului). Astfel de depozite de peşte viu se amenajază pe lîngă crescătoriile (sau grupuri de crescătorii) mari. Parcarea peştelui se face toamna după încheierea sezonului de hrană a crapului, iar livrarea în perioada de iarnă şi începutul primăverii.

Bazinele se construiesc în majoritate cu o capacitate mijlocie de 150—400 m². Este recomandabil ca un depozit să cuprindă şi un număr de bazine mici (50—150 m²/bazin) precum şi cîteva bazine mari (400—1 200 m²). Parcarea în bazin se face pe sortimente. Forma bazinelor este de regulă dreptunghiulară, cu raportul între laturile

inegale de 1/2. Adîncimea bazinelor este de 2,00—2,40 m, cu grosimea stratului de apă de cel puţin 1,70 m. Taluzurile se perează cu zidărie (se prevăd trepte pentru coborîrea în bazin) de beton. Fundul are o înclindare uşoară spre rigola şi gura de golire. Alimentarea şi evacuarea apei se face pe la capetele bazinului (în diagonală); debitul permanent de primenire variind între 2—5 l/s pentru 1 t peşte.

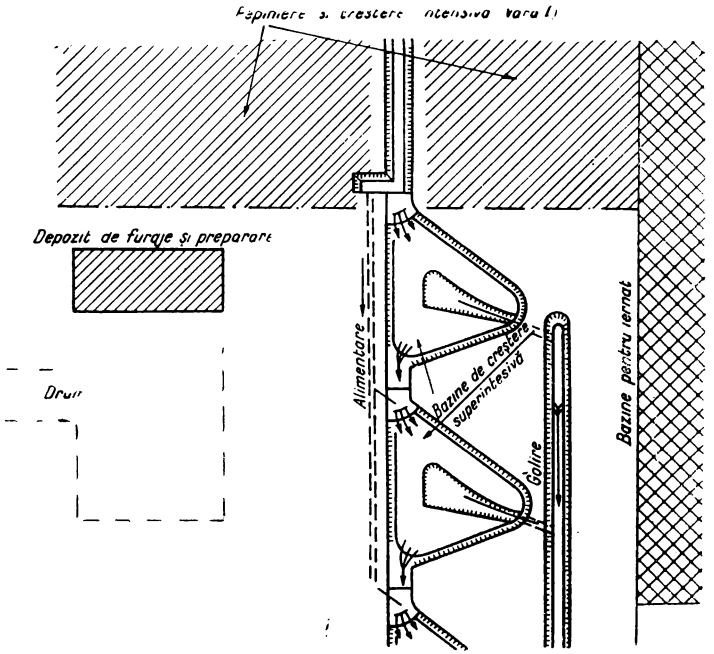



Fig. XXII.9. Schema unei crescătorii superintensive de crap.

Reţeaua de alimentare şi golirea, cu gurile respective, se amenajază astfel încît să asigure independenţă în funcţionare pentru fiecare bazin. Pentru economisirea terenului şi securitatea produsului, canalurile din reţeaua secundară sînt închise (conducte de beton), iar grupul de bazine se împrejmuiesc. O parte din digurile de compartimentare sînt carosabile, pentru a se permite accesul camioanelor în lungul uneia din laturile fiecărui bazin. Desimea de depozitare, în funcţie de debitul de alimentare şi durata parcării, variază între 20—40 kg peşte/m$^3$ din volumul permanent de apă din bazin. Scăzămîntul normal al peştelui în timpul parcării este de 2—3% pe lună (fig. XXII.10).

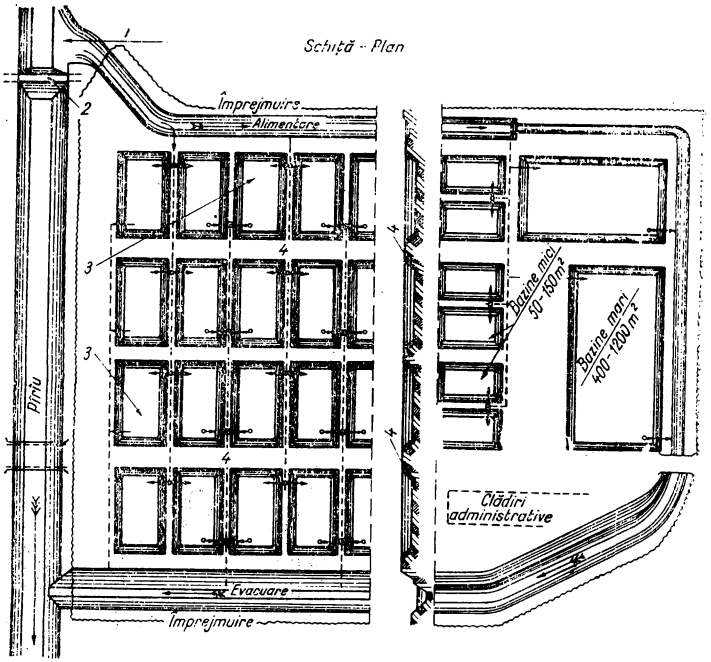



Fig. XXII.10. Planul unui depozit de peşte viu :
*1* — priză de apă; *2* — stăvilar; *3* — bazine mijlocii de 140—400 m²; *4* — drum carosabil.

### 3.3. CRESCĂTORII PISCICOLE COMPLEXE

Raportat la bazinul hidrografic în care sînt amenajate, crescătoriile piscicole constituie întotdeauna o problemă complexă în ceea ce priveşte folosinţa terenului şi apele necesare. O astfel de amenajare trebuie deci să se înscrie obligatoriu în planul general de amenajare complexă al respectivului bazin sau parte de bazin hidrografic. Complexitatea în sine a unei crescătorii piscicole derivă însă din modalitatea folosinţei terenului : în rotaţie sau participaţie directă cu alte ramuri de producţie şi anume cu producţiile agricole sau cu cele de stuf.

3.3.1. **Creşcătorii piscicole, în rotaţie cu agricultura.** În amenajările complexe agropiscicole, piscicultura intervine în general ca auxiliar al culturilor agricole ; fie pentru ameliorarea terenului în folosul agriculturii, fie pentru crearea de venituri auxiliare în anumite exploatări agricole.

În primul caz folosinţa piscicolă a terenului alternează cu cea agricolă, urmînd să creeze acesteia din urmă condiţii superioare.

Acest caz este specific terenurilor agricole ajunse într-un stadiu avansat de înmlăştinire şi este des întîlnit în sectorul de cîmpie al unor lunci îndiguite, cu mare lărgime şi defectuoasă reţea de scurgere a apelor.

Lucrările de amenajare au în acest caz rolul nu numai de a spăla sărurile în exces şi a reduce gradul de salinitate al solului sub limita acceptată de culturile agricole; dar şi de a împiedica, sau cel puţin a frîna, tendinţele de înmlăştinire după revenirea solului în agricultură. De asemenea, lucrările de amenajare şi exploatare piscicolă trebuie să ofere deplină garanţie că nu vor avea influenţă dăunătoare asupra nivelului apelor subterane ale terenurilor agricole învecinate.

În rezumat, o astfel de amenajare mixtă agropiscicolă cuprinde următoarele lucrări:

3.3.1.1. *Lucrări pentru protecţia terenurilor agropiscicole împotriva inundaţiilor din afară.* Lucrările constau din diguri de pămînt. Cota coronamentului digurilor se stabileşte în funcţie de nivelul maxim al apelor de inundaţie şi de gradul de asigurare impus de categoria exploatărilor agropiscicole protejate. Profilul transversal al digului cu elementele sale de lăţime la coronament, de înclinare a taluzurilor, încastrare în terenul de fundaţie, modul de execuţie al terasamentelor şi lucrările auxiliare pentru protecţia taluzurilor (înierbări, perdele de protecţie, pereuri de zidărie) se stabilesc în funcţie de natura terenului din amplasamentul digului şi a gropilor de împrumut şi avînd în vedere solicitările la presiune, infiltraţie şi eroziune, sub acţiunea prelungită a apelor şi valurilor.

3.3.1.2. *Lucrări pentru împiedicarea pătrunderii apelor din heleşteiele şi canalurile piscicole în terenurile agricole învecinate.* Lucrările din această grupă constau din diguri şi canale de centură. Digurile au rolul să împiedice deversarea şi să reducă infiltraţia apei spre zona agricolă. Cota coronamentului acestor diguri se deduce în funcţie de nivelul de apă maxim în heleşteu sau în canalul piscicol, a supraînălţării date de valuri sub acţiunea vîntului şi a unui spor de siguranţă de 0,30—0,40 m. Traseul digului de centură se alege astfel încît să închidă în perimetrul său terenurile cele mai joase destinate pescăriei, dar să reclame un volum cît mai mic de terasamente.

Canalul de centură urmăreşte în general traseul digului pe partea acestuia din zona agricolă (servind şi ca groapă de împrumut pentru dig). Cota şi panta fundului canalului se stabilesc astfel încît nivelul apei din canal, pentru debitul maxim de evacuare (rezultat din apele de suprafaţă evacuate din zona piscicolă şi din infiltraţii prin dig şi pe sub dig), să poată rămîne în permanenţă sub nivelul apelor freatice admise de culturile agricole, de pe zonele învecinate.

3.3.1.3. *Diguri de compartimentare a terenului amenajat.* Compartimentarea se face în funcţie de relieful terenului, urmărindu-se ca diferenţele de nivel între terenurile cele mai ridicate şi cele mai joase din acelaşi bazin, pe cel puţin 95% din întinderea acestuia, să nu depăşească 0,60 m. Cota şi profilul digurilor de compartimentare se stabilesc potrivit regulilor arătate mai înainte. Unele din aceste diguri se amenajază ca drumuri de acces, în funcţie de cerinţele exploatării agricole.

3.3.1.4. *Reţeaua canalelor interioare pentru răspîndirea apei de alimentare în heleşteie şi apoi colectarea şi evacuarea apei în vederea golirii şi desecării heleşteielor.* Trasarea reţelei şi executarea canalelor interioare se face după regulile obişnuite ale canalelor de desecare. Se ţine seama deopotrivă de cerinţele piscicole cît şi de cerinţele exploatării agricole, aceste cerinţe trebuind să fie cît mai bine satisfăcute, pe perioadele corespunzătoare de folosinţă.

3.3.1.5. *Canalurile pentru aducţia apei de la sursa de apă la heleşteiele piscicole şi apoi pentru evacuarea apelor colectate din heleşteie, precum şi instalaţiile adecvate pentru pomparea apei.* Se recomandă ca la proiectarea acestor canale şi instalaţii de

pompare să se țină seama de cerințele în perspectivă ale exploatării zonelor agricole străbătute (irigații, desecări, circulație terestră).

3.3.1.6. *Lucrări speciale constînd din guri de apă, stăvilare pentru menținerea apei și bariere pentru pești.* Eventual pepiniere proprii piscicole, cu toate componentele respective (bazine, parcarea reproducătorilor, instalații de reproducere și predezvoltare, creștere vara I, bazine iernare etc.).

3.3.2. **Creșterea peștilor în orezării.** A doua categorie de amenajări complexe agropiscicole o constituie amenajarea orezăriilor în scopul creșterii peștelui, simultan cu creșterea orezului. Această ambianță convine în cazul cultivării speciilor de orez cu paiul lung și cerințe abundente de apă (teren inundat pe perioade cît mai lungi). Ca lucrări suplimentare față de lucrările cerute de amenajarea simplă a orezăriei, intervin lucrări de adîncire și de lărgire a canalurilor de colectare și de evacuare a apei din orezărie și eventual sporirea rețelei acestor canaluri (în vederea asigurării refugiului peștelui în perioada cînd apa este coborîtă pentru plivitul și recoltatul orezului). Pentru înlesnirea pescuitului se amenajază la capătul de aval al colectorului principal, groapa de pescuit.

Popularea cu puiet de pește de o vară (procurat din pepinierele apropiate) se face primăvara la 5—6 zile după prima inundare a orezăriei. Speciile de bază la popularea piscicolă sînt crapul, șingerul și novacul. Este recomandabil ca în momentul populării mărimea puietului să fie cam între limitele de 0,015—0,025 kg/buc. Pescuitul se face de timpuriu, o dată cu recoltarea orezului.

3.3.3. **Amenajări stufopiscicole.** Astfel de amenajări sînt aplicabile stufăriilor din Delta Dunării, în cadrul amenajărilor stuficole în care, pe mari unități naturale stuficole, se asigură inundarea și golirea dirijată a bazinului.

Dacă lucrările de amenajare stuficolă sînt complet realizate, nu mai rămîn de executat, pentru trecerea la o amenajare *stufopiscicolă* și realizarea pe această cale a unei producții de pește de consum de 100—150 kg/ha an, decît pepiniere piscicole care să asigure popularea cu puiet.

Ca și la orezării, speciile de bază pentru popularea piscicolă sînt crapul, șingerul și novacul. Popularea puietului se face la vîrsta de 1 an, cu greutate individuală de 0,030—0,050 kg, iar pescuitul se face în fiecare toamnă (octombrie—decembrie) radical, din canalurile colectoare. Cu condiția ca popularea acestei specii să se facă spre finele, lunii mai (după apariția firelor de stuf la fața apei) și cu puiet de 0,030—0,050 kg/buc. se poate folosi la populare și specia cosaș, în proporție de 30—40 buc./ha. În acest caz se poate pescui suplimentar pește între 30—40 kg/ha.

## 4. AMENAJĂRI PISCICOLE ÎN REGIM DIRIJAT ȘI APE CU TEMPERATURĂ SCĂZUTĂ

Dintre speciile de salmonide, indigene și aclimatizate, care populează apele de munte ale țării noastre menționăm ca mai importante, păstrăvul indigen de rîu, lipanul, lostrița, păstrăvul curcubeu, fîntînelul și coregonul.

## 4.1. LUCRĂRI DE AMENAJARE PENTRU PEPINIERE-PĂSTRĂV

Gospodăriile de păstrăv (păstrăvăriile) sînt profilate în primul rînd, ca pepiniere pentru producerea dirijată a icrelor embrionate, alevinilor şi puietului. În al doilea rînd, aceste gospodării pot fi profilate pentru producerea şi livrarea de peşte de consum. Oricare ar fi profilul unei păstrăvării, factorii primari în amenajarea sa sînt, pe lîngă materialul reproducător, clima, apa şi terenul. În condiţiile de climă ale Republicii Socialiste România, corespund în general amplasamentului pentru o gospodărie salmonicală, zonele montane şi submontane, cu surse bogate de ape de bună calitate, cu condiţii favorabile de aducere şi de evacuare a apei prin gravitaţie şi cu terenuri neinundabile, cît mai puţin permeabile, suficient de întinse spre a asigura aşezarea şi eventuala extindere a gospodăriei. Este încă necesar ca amplasamentul gospodăriei să fie cît mai central faţă de zona de dispersare a produselor sale, în apropiere de sursa principală de aprovizionare a furajelor şi cu acces convenabil la reţeaua căilor de transport.

**4.1.1. Lucrări privind asigurarea apei.** La salmonide în general, dar la păstrăv în special, se cere apă multă şi de bună calitate. Analizele şi studiul pentru calitatea apei, la proiectarea unei pepiniere pentru păstrăv, trebuie să fie minuţioase şi complete. Se urmăreşte satisfacerea cu stricteţe a cerinţelor optime şi negreşit menţinerea în limitele de toleranţă admisibilă, atît în ceea ce priveşte temperatura, oxigenul, *p*H, duritatea apei, cît şi în ceea ce priveşte diversele săruri din apă.

Atenţie deosebită se acordă, de asemenea, stabilirii bilanţului debitelor de apă.

Debitul de consum ţine seama de consumul util precum şi de consumul auxiliar şi de pierderile prin infiltraţie şi evaporaţie. Consumul util pe diversele faze ale proceselor tehnologice din pepinieră cuprinde debitele pentru bazinele de reproducători, pentru fecundarea şi spălarea icrelor, pentru umplerea iniţială şi spălarea instalaţiei de incubaţie, pentru întreţinerea curentului de primenire la incubatoare şi la troacele de alevinaj, pentru spălarea şi umplerea bazinelor de creştere a puietului şi apoi, asigurarea curentului de primenire al acestora. Dar în incubarea icrelor şi creşterea alevinilor şi puietului, necesarul de apă depinde de conţinutul apei în $O_2$ şi acest conţinut depinde, între altele, de temperatura apei.

Se pot socoti ca necesare, la temperatura de +10°C următoarele debite de apă pentru:

| | |
|---|---|
| 1 000 icre, la începutul incubaţiei | 0,02 l/s; |
| 1 000 pui, prima lună după eclozare | 0,04 l/s; |
| 1 000 pui, luna a II-a după eclozare | 0,06 l/s; |
| 1 000 pui, luna a III-a după eclozare | 0,08 l/s; |
| 1 000 pui, luna a VI-a după eclozare | 0,16 l/s; |
| 1 000 pui, luna a XII-a după eclozare | 0,32 l/s. |

Aceste indicaţii sînt orientative, debitul depinzînd şi de sistemele folosite pentru incubaţie şi predezvoltare, de calitatea apei, de specia de salmonide etc.

**4.1.1.1.** *Surse de alimentare.* Aceste surse pot fi izvoarele, lacurile, riurile. În cazul în care apa se captează din izvoare, îmbunătăţirea conţinutului său în oxigen se asigură prin intercalarea unei serii de cascade, între sursă şi intrarea apei în pepinieră. În cazul în care apa este captată dintr-un curs de apă, acesta fiind cazul mai frecvent, este obligatorie decantarea şi filtrarea apei. Filtrarea poate fi necesară şi pentru apa de lac (pentru bararea accesului în pepinieră a faunei dăunătoare).

**4.1.1.2.** *Lucrări pentru captarea şi aducerea apei.* Pentru un curs de apă, acestea constau din: a) un baraj deversor pe riul sursă pentru ridicarea nivelului apei în zona de priză, la o cotă convenabilă; b) derivarea apei de la sursă la canalul de aducţie; c) canalul de aducţie, dimensionat în general pentru debitul necesar la întreaga gospodărie; d) un

stăvilar cu vane şi grătare pescăreşti, instalat pe canalul de aducţie în apropiere de priza de apă; e) bazine decantoare prin care se trec obligatoriu debitele de apă ale pepinierii, exclusiv cele pentru bazinele de reproducători, adică numai debitele pentru spălat icre, incubaţie şi alevinaj; f) filtre de apă pentru debitele menţionate la pct. e.

Barajul-deversor, derivaţia apei, canalul de aducţie, stăvilarul pescăresc şi bazinele decantoare se proiectează şi se construiesc potrivit regulilor cunoscute.

Filtrele se execută după diferite tipuri, folosindu-se ca material filtrant, rumeguşul de lemn, turba, cocsul, nisipul şi pietrişul. Aceste tipuri de filtrare se socotesc pentru o capacitate de filtrare de 1,2—2 l/s pentru 1 $m^2$ secţiune de filtrare.

În ultima vreme îşi găsesc o aplicare din ce în ce mai largă filtrele cu site succesive, cu ochiuri descrescînde. Aceasta ca o consecinţă a observaţiilor asupra comportării apelor sterile în procesul de incubaţie a icrelor şi de alevinaj.

4.1.1.3. *Reglarea apei în pepinierele de păstrăv.* Lucrările de reglare a apei în pepinierele de păstrăv se fac folosind mijloace cît mai ieftine. Aşa de exemplu pentru răcirea apei, uneori se foloseşte un sistem de lăzi cu pereţi dubli, între care se introduce zăpada sau gheaţa. În lada (cutia) interioară în care circulă apa, se prevăd o serie de despărţituri mobile, cu ajutorul cărora se poate regla viteza apei şi, respectiv, a temperaturii. Pentru încălzire se pot folosi dispozitive similare, în care însă între pereţi se introduce apă caldă. În acelaşi scop, de reglare a temperaturii şi luminii, operaţiile de spălarea icrelor, incubaţie şi creşterea alevinilor, cu instalaţiile corespunzătoare, se aşază în adăpostul unei clădiri.

4.1.1.4. *Clădirea pentru clocitorie se instalează* în partea amonte a gospodăriei spre a evita orice infestare a apei cu scursori din bazinele cu adulţi şi reproducători. Parterul (eventual demisol) clădirii în care se instalează clocitoria are două săli principale dintre care una pentru mulgerea reproducătorilor, fecundarea şi spălarea icrelor. În această sală se instalează şi bazinele de aşteptare (parcare) şi bazinele acvarii pentru selecţia reproducătorilor. A doua sală serveşte pentru instalaţiile de incubaţie şi creşterea alevinilor. În afară de instalaţii adecvate de lumină şi apă, sălile se prevăd şi cu mijloace de încălzire pentru eventuala corectare a temperaturii aerului din camere.

4.1.2. **Heleşteie pentru reproducători.** Pentru păstrăvul curcubeu şi într-o oarecare măsură şi pentru celelalte specii de salmonide, folosite în pepiniere, reproducătorii se selecţionează şi cresc, de la un an la altul, chiar în gospodăria salmonicolă.

Heleşteiele pentru creşterea reproducătorilor şi remonţilor se construiesc mai adesea din pămînt (se folosesc şi heleşteie cu pereuri sau în întregime de beton), de forma unei gropi alungite, cu fundul bine nivelat şi uşor înclinat spre groapa de pescuit şi respectiv spre gura de evacuare a apei. Adîncimea heleşteielor este de 1,60—2,40 m, iar amplasamentul lor se alege lateral sau în aval de bazinele pentru creşterea tineretului. Consumul de apă la heleşteie se stabileşte în funcţie de calitatea apei, de desimea de populare şi de forma în plan a heleşteului. De regulă, pentru o populare de 2—3 kg/$m^2$ acest consum depăşeşte 300 l/ha, ajungînd la 1 000 şi chiar 1 500 l/s ha. Alungirea heleşteielor este determinată de avantajul că pe această cale, la un debit de apă determinat se poate asigura un curent mai însemnat, prielnic salmonidelor (fig. XXII.11).

*Hrana ce se poate dezvolta în mod natural în heleşteie,* nu-şi are nici o însemnătate în creşterea intensivă a păstrăvului, peşte prin excelenţă carnivor. Pentru asigurarea creşterii sale se intervine în mod regulat şi în cantităţi corespunzătoare cu furaje bogate în proteine animale. Furajele constau din deşeuri de peşte marin, peşte marin mărunt, deşeuri de carne de la abatoare, ecarisaje etc. Pentru păstrarea şi prepararea acestei hrane în cadrul pepinierei, se amenajază în mod corespunzător *depozitul frigorific* şi *instalaţiile* (tocători, răzătoare, fierbătoare etc.) de pregătire, transport şi repartiţia sa la locul de consum.

4.1.3. **Instalaţii incubatoare.** Instalaţiile şi utilajul pentru mulgerea, fecundarea şi spălarea icrelor sînt asemănătoare celor folosite în pepinierele carpicole cu reproducere artificială. Incubaţia artificală însă, care la păstrăv are o veche tradiţie, este cu totul diferită. Se cunosc numeroase sisteme de incubaţie. Unele din ele mai prezintă şi astăzi importanţă practică. Altele se găsesc încă în faza de experimentare sau sînt numai de curînd pătrunse în marea producţie salmonicolă. Din acestea vor fi menţionate, fără a intra în descrierea de amănunt, numai incubatoarele verticale care par a fi superioare sistemelor astăzi în plină folosinţă. Dintre acestea din urmă se vor arăta următoarele două sisteme de incubatoare pentru păstrăv : incubatorul cu curent ascendent şi incubatorul cu curent longitudinal.

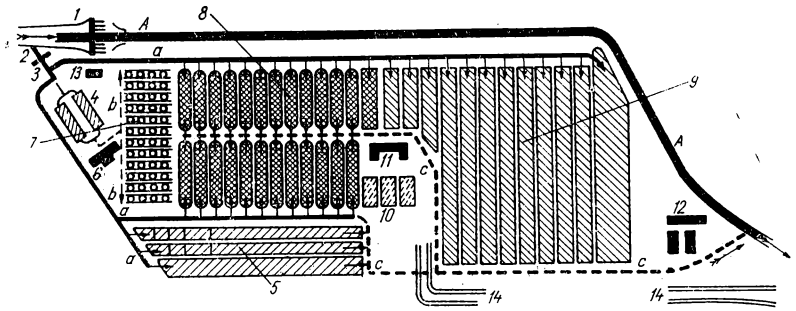



Fig. XXII.11. Schema unei gospodării salmonicole :

*A* — curs natural de apă ; *a* — canale de alimentare la bazine ; *b* — canale de alimentare la clocitorie şi puiet ; *c* — canale de evacuare a apelor ; *1* — baraj-deversor ; *2* — priză de apă ; *3* — stăvilar cu vane şi grătare ; *4* — bazine pentru decantare ; *5* — bazine pentru reproducători ; *6* — instalaţii de incubaţie şi alevinaj ; *7* — bazine pentru puiet ; *8* — bazine betonate pentru puiet ; *9* — bazine pentru peşti de consum ; *10* — bazine pentru sortarea şi livrarea peştelui ; *11* — clădire-depozit şi pregătire a hranei ; *12* — locuinţe şi dependinţe ; *13* — canton pentru paznic ; *14* — drumuri de acces.

Aceste sisteme de incubaţie pornesc de la faptul că icrele de păstrăv sînt relativ mari, mai grele decît apa, că nu sînt lipicioase (cum este cazul icrelor de crap) şi că procesul de incubaţie se dezvoltă la temperaturi joase (3—12°C) şi pe un timp îndelungat.

4.1.3.1. *Incubatoare cu curent ascendent.* Se construiesc astăzi după mai multe tipuri dintre care cele mai folosite sînt tipurile *Wiesner* şi *Wacek-Universal.*

*Incubatorul Wiesner* este format din două cutii care se aşază una în alta. Cutia exterioară se confecţionează din lemn sau din tablă galvanizată, iar cea interioară din lemn, material plastic, tablă de zinc sau tablă de aluminiu. Fundul cutiei interioare şi peretele frontal dinspre evacuare (confecţionat din tablă sau material plastic) sînt perforate cu găuri avînd diametrul 1,3—1,5 mm. Dimensiunile care par mai potrivite pentru aceste cutii sînt : pentru cutia interioară (vivieră) măsurat pe feţele exterioare, 45×45×12 cm ; iar pentru cutia exterioară (troacă) măsurat pe feţele interioare, 60×45×16 cm. Fundul perforat al vivierei se aşază, faţă de fundul troacei, cu 4 cm mai sus, iar între pereţii posteriori ai celor două cutii se lasă de asemenea un spaţiu de 8—12 cm.

Apa de alimentare pătrunde în spaţiul dintre cei doi pereţi posteriori, avansează în spaţiul de sub fundul perforat al vivierei peste care sînt aşezate în 1—2 straturi icrele de păstrăv, pătrunde ascensional în vivieră spre a se evacua apoi prin peretele perforat din faţă.

Capacitatea vivierei cu suprafaţa fundului de 45 × 45 cm este de 20 000—25 000 icre.

*Incubatorul Wacek-Universal* se compune de asemenea din două piese paralelipipedice, de mărimi şi construcţii diferite, dar satisfăcînd condiţia ca piesa mică să pătrundă etanş între pereţii longitudinali ai piesei mari. Cutia interioară, confecţionată total sau parţial din tablă de zinc sau material plastic (pereţii laterali şi frontalul posterior pot fi confecţionate din lemn) serveşte pentru aşezarea icrelor (vivieră) şi este formată din trei compartimente. Compartimentul central are fundul, peretele frontal dinspre evacuare şi parte din peretele frontal opus perforaţi cu găuri de 1,5 mm diametru.

Aparatul are două poziţii de funcţionare. În prima apa pătrunde între pereţii frontali posteriori ai celor două cutii şi de aici pe sub fundul perforat al vivierei şi apoi ascensional prin stratul de icre în vivieră. Circuitul în această poziţie este asemănător cu cel al aparatului Wiesner.

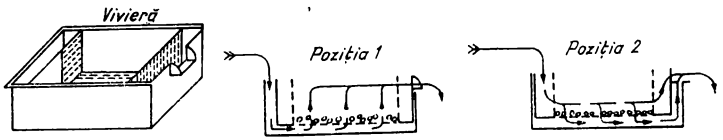



Fig. XXII.12. Schema incubatorului Wacek-Universal în care se observă circulaţia apei în troacă şi vivieră.

În poziţia a doua aparatul foloseşte un curent de asemenea vertical, dar descendent. Apa pătrunde direct în compartimentul din spate al vivierei, de unde trece prin peretele posterior parţial perforat în compartimentul central, cu fundul găurit, peste care se găsesc icrele. Mai departe apa coboară în spaţiul de sub fundul vivierei şi iese printre pereţii frontali ai celor două cutii (fig. XXII.12).

4.1.3.2. *Incubator cu curent longitudinal.* Acesta se compune dintr-un sistem de mai multe cutii paralelipipedice, dintre care cea exterioară (troaca) are lungimea de 150—350 cm, lărgimea de 30—50 cm şi înălţimea de 16 cm. Peretele din faţă al cutiei mari este găurit la partea inferioară cu 2—3 găuri de 35 mm diametru pentru evacuarea apei. La distanţa de 8—12 cm de pereţii frontali, în interiorul cutiei exterioare, se instalează cîte un perete vertical, perforat cu ochiuri de 1,5 mm.

Casetele (vivierele) interioare au lărgimea corespunzătoare pătrunderii lor, etanşe, între pereţii longitudinali ai cutiei exterioare. Lungimea este de 50—80 cm, adaptat lungimii cutiei mari, în care trebuie să intre un număr întreg de viviere.

Cutia exterioară (troaca) se construieşte din lemn sau din azbociment; cele interioare (vivierele) au pereţii laterali din lemn, iar fundul şi pereţii frontali din tablă de zinc (sau aluminiu) sau din masă plastică. Pot fi confecţionate şi în întregime din tablă sau material plastic. Fundul şi pereţii frontali ai vivierelor sînt perforaţi (fig. XII.13).

4.1.3.3. *Incubatoare verticale.* Dintre sistemele de incubaţie mai noi, dar cu bune perspective, se menţionează sistemul zis al „Incubaţiei verticale în masă". Procedeul constă în a îngrămădi icrele de păstrăv în straturi suprapuse, prin care facem să circule, ascendent, curentul de apă. Acest sistem, care în trecutul mai îndepărtat fusese încercat fără succes, a devenit astăzi posibil datorită descoperirii unor fungicide, ca de exemplu verdele de malachit, care pot combate Saprolegnia prin simple îmbăieri bisăptămînale, cu durată de 30—60 minute, a icrelor în curs de incubaţie. Acest sistem care include obligatoriu instalaţia corespunzătoare pentru îmbăierile cu verde de malachit, necesită

un spaţiu mult mai redus, debite de apă mai mici şi cheltuieli de investiţie şi exploatare mai reduse.

4.1.4. **Amenajări pentru alevini.** De îndată ce alevinii de păstrăv au consumat circa 2/3 din sacul lor vitelin încep să devină capabili să înoate şi să se hrănească activ. Atunci este momentul de a se interveni cu hrană.

În această fază tranzitorie de hrană, creşterea alevinilor şi respectiv hrănirea lor se face chiar la locul de incubare şi ecloziune. Alevinii au nevoie de lumină şi de un curent de apă mai puternic pornind, în troacele de incubare, de la circa 2 mm/s şi ajungînd mai tîrziu la 5—6 mm/s. Durata normală de furajare în troace este de circa 6 săptămîni.

La începutul furajării, desimea optimă a alevinilor este de 1,5 buc/cm². După 3—4 săptămîni este necesară o sortare a alevinilor după mărime şi o rărire la 0,5—1 buc/cm².

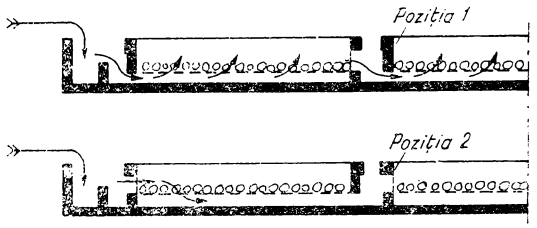



Fig. XXII.13. Schema unui incubator cu curent longitudinal în care se observă circulaţia apei în troacă şi vivieră.

4.1.4.1. *Bazine de lemn sau beton.* În al doilea stadiu de creştere al alevinilor se folosesc mici bazine de lemn sau de beton. Rezultatele cele mai bune le dau *bazinele circulare* (fig. XXII.14). Avînd forma unui cilindru ele se alimentează cu apă printr-o conductă radială aşezată la 5—10 cm deasupra nivelului apei din bazin. Evacuarea apei se face printr-o gură de descărcare aşezată în axul cilindrului şi protejată cu o sită, pentru a se împiedica evadarea alevinilor. Fundul sclivisit cu ciment este uşor înclinat spre orificiul de golire, aşa încît adîncimea apei să fie de 20—25 cm la marginea bazinului şi de 40—50 cm spre centru. Un astfel de bazin cu diametrul de 8—15 m se alimentează cu un debit de 2—3 l/s şi are o capacitate de 20 000—40 000 alevini sau circa 10 000 buc. puiet. Pe măsura creşterii puietului şi respectiv a sortării (după mărime) şi răririi sale, el trece treptat fie în apele naturale, pentru popularea acestora, fie în bazinele de creştere a tineretului şi peştelui pentru consum. Această fază de creştere a păstrăvului pentru consum, depăşeşte graniţa strictă a pepinierei, situîndu-se în cadrul „crescătoriilor" (îngrăşătoriilor) de păstrăv.

## 4.2. AMENAJAREA PEPINIERELOR PENTRU COREGONI

Dintre coregonii importaţi (sub formă de icre embrionate) numai Coregonus lavaretus s-a păstrat pînă acum şi s-a aclimatizat în apele Republicii Socialiste România. Se hrăneşte în special cu plancton. Creşte bine în lacurile din zona muntoasă şi colinară

cu ape adînci şi limpezi cum sînt de exemplu lacurile de acumulare. Icrele de coregon sînt mai mici decît cele de păstrăv şi această particularitate face ca sistemele de incubaţie folosite la păstrăv să devină necorespunzătoare pentru coregon.

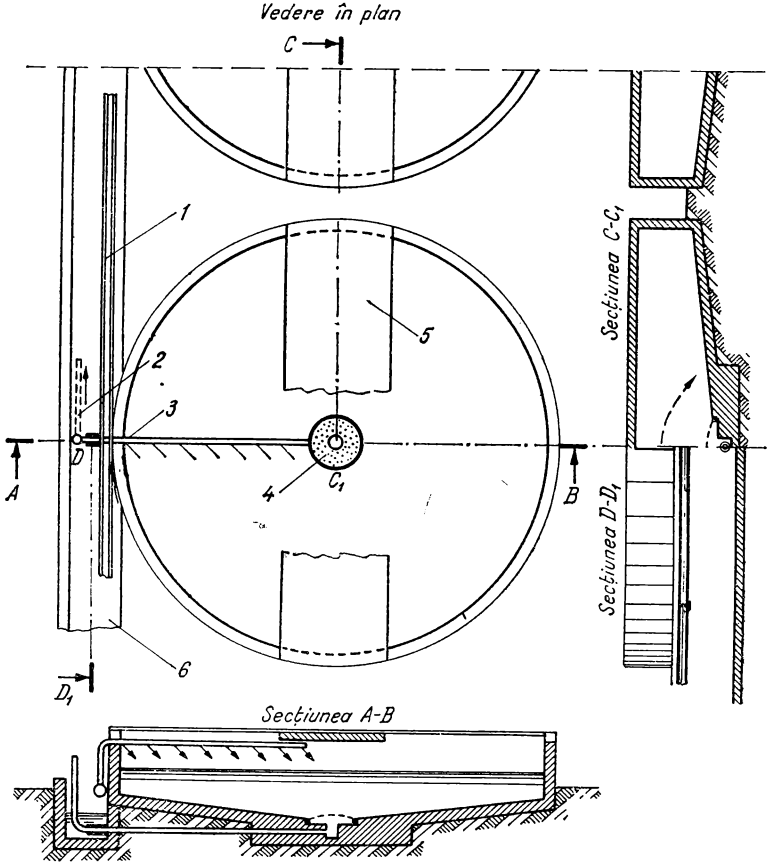



Fig. XXII.14. Bazine circulare pentru creşterea puilor:
*1* — conductă de alimentare; *2* — tub rabatabil pentru reglarea debitului; *3* — alimentare cu apă; *4* — capac sită; *5* — paserelă-adăpost; *6* — rigolă pentru evacuare.

4.2.1. **Instalaţii incubatoare pentru coregoni.** Se folosesc astăzi, cu precădere ca incubatoare, pahare de sticlă sistem *Weiss*, cu curent de alimentare ascendent. Instalaţiile sînt asemănătoare cu cele folosite pentru cosaş, sînger şi novac.

Este deosebit debitul de alimentare care pentru un vas de sticlă de 8 l, este de 1,5—4,5 l/min (necesitatea de $0_2$ şi respectiv debitul de alimentare creşte pe parcursul incubaţiei, devenind maximă în stadiul de ecloziune). De asemenea este diferită temperatura apei. La coregoni convine apa rece cu temperatura sub 6°C.

Se recomandă chiar ca la incubaţia icrelor de coregon să se folosească apa răcită (prin intermediul unui refrigerator) la temperatura de 1—2°C. Numărul total de zile grade pentru desfăşurarea incubaţiei, care pentru temperatura de 4°C este de circa 150 zile-grade C pînă la stadiul de apariţia ochiului şi de maximum 360 zile-grade C pînă la ecloziune, se reduce mult, scăzînd temperatura apei. Avantajul principal al temperaturilor scăzute la incubaţia icrelor de coregon este însă că prin aceasta se obţin alevini mai viguroşi, iar pierderile în timpul incubaţici şi alevinajului se reduc.

4.2.2. **Instalaţii pentru alevini-coregoni.** Creşterea alevinilor de coregon se realizează pe bază de hrană naturală (zooplancton) în mici bazine de pămînt. Suprafaţa acestor bazine poate fi de la 5—6 $m^2$ pînă la 500—600 $m^2$ sau chiar mai mult. Condiţia de bază este ca apa bazinului să fie curată şi bine oxigenată şi foarte bogată în zooplancton. Acestor condiţii corespund apele colinare şi submontane în care temperatura apei în perioada de după ecloziune (circa 1 mai şi pînă spre 15—20 iunie) se menţine în limita de 10—18°C. Hrana activă începe, ca şi la păstrăv, din momentul în care sacul vitelin a fost resorbit în proporţie de 2/3. Popularea bazinelor se face în funcţie de capacitatea de hrană (în condiţii de amendare şi îngrăşare) a bazinelor, iar elementele de construcţie a acestor bazine sînt asemănătoare cu cele ale bazinelor de reproducere naturală la crap.

După trecerea stadiului de alevini, cînd puietul ajunge la 0,2—1 g/buc. se face sortarea puietului pe mărimi şi trecerea surplusului în bazinele de creştere vara I, sau direct în lacurile de creştere.

4.2.3. **Bazine de pămînt.** Creşterea puilor de coregon în vara I se face de asemenea în bazine de pămînt. Aceste bazine, asemănătoare cu bazinele de predezvoltare pentru crap, pot avea suprafeţe de 0,50—2,00 ha şi adîncimi de apă de 0,60—1,20 m. Bazinele cu fund şi taluzuri înierbate se desinfectează, amendează şi apoi se inundă cu apă înainte de populare cu 10—15 zile. Debitul de primenire este de 4—10 l/s ha cu condiţia însă ca $0_2$ să nu scadă sub 5 mg/l iar temperatura apei să nu depăşească circa 25°C.

Toamna, între 15 septembrie şi 30 octombrie, bazinele se golesc de apă, se pescuiesc şi se menţin uscate pînă la reinundarea din vara următoare. Puietul se repartizează la popularea lacurilor mari, cu adîncimea de peste 2 m, ape limpezi bogate în oxigen. Temperatura optimă de creştere este între 16—20°C. Se hrăneşte activ şi la temperaturi joase, mergînd pînă la +3°C. Nu suportă însă temperaturile ridicate peste 25—26°C.

## 4.3. CRESCĂTORII DE PĂSTRĂV

Lucrările de amenajare pentru crescătorii de păstrăv cuprind bazinele de creştere (îngrăşare) împreună cu toate amenajările indispensabile exploatării raţionale a acestor bazine şi anume : canale de alimentare cu apă, canale de legătură şi de evacuare a apei, guri de alimentare şi evacuare, depozite frigorifice pentru furaje, laboratorul (bucătărie) pentru prepararea furajelor, instalaţiile pentru pescuit, sortarea şi livrarea peştelui, instalaţii pentru distribuirea furajelor, drumuri de acces.

Crescătoriile mai mari au de regulă pepinieră proprie, cu care împreună formează *o gospodărie salmonicolă.*

4.3.1. **Bazine de creştere (îngrăşare) a păstrăvului.** Se populează pe vîrste (anul II, anul III) şi se construiesc din pămînt (uneori cu taluzuri pereate cu zidărie), cu adîncimi între 1,60—2,40 m şi forma în plan alungită, mergînd de la raportul (între lungimea şi lăţimea laturilor) de 4/1 pînă la 20/1. Lărgimea bazinelor variază între limitele normale de 10—20 m. Rareori poate depăşi 40 m determinat de configuraţia terenului de amplasament. De asemenea, rareori lungimea bazinelor de creştere ajunge şi depăşeşte 200 m. Bazinul are panta de scurgere atît în sens longitudinal (0,2—0,5%) cît şi în sens transversal, spre axul bazinului (0,5—2,0%); iar racordările între feţele plane ale bazinului se rotunjesc.

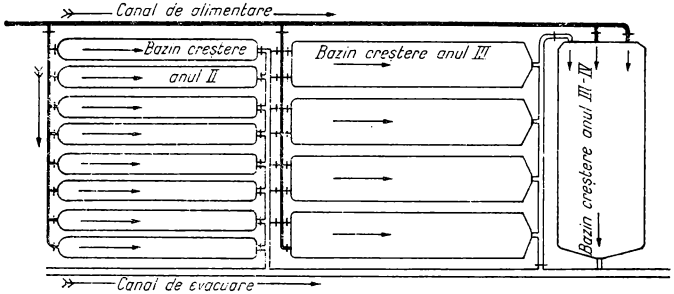



Fig. XXII.15. Schema bazinelor cu recircularea apei în bazinele de creştere a păstrăvului.

4.3.1.1. *Debit de alimentare.* Pentru primenirea apei debitul de alimentare se calculează în raport cu cantitatea de peşte din bazin şi calitatea apei, circa 20—50 l/s-tonă peşte. Pentru întreţinerea unui curent cît mai uniform în masa apei, capetele bazinului şi aşezarea gurilor de alimentare şi de evacuare a apei au racordările corespunzătoare. Pentru folosirea mai deplină a resurselor de apă se poate recurge la recircularea apei de la un bazin la altul în sensul vîrstelor cu care sînt populate bazinele. În fig. XXII.15 se dă schiţa bazinelor cu recircularea apei de creştere a păstrăvului. În acest caz se păstrează totuşi legăturile de alimentare şi evacuare independente (parţial şi total) la care se intervine cînd este necesar.

4.3.1.2. *Alimentarea bazinelor cu apă.* Alimentarea se face sub formă de stropire (aspersiune) pe la suprafaţă. În acest scop apa de alimentare intră în bazin printr-un jghiab evazat, cu fundul găurit şi aşezat la 50—60 cm mai sus de nivelul de umplere al bazinului. La evacuare se foloseşte un cămin tip *călugăr.* În partea aval a bazinului, în faţa călugărului de evacuare se amenajază, cu fundul la cota de 0,20—0,40 m mai jos decît cota fundului bazinului, groapa de pescuit, pereată cu ziduri de beton. Suprafaţa acestor gropi reprezintă 2—5% din suprafaţa bazinului.

4.3.1.3. *Canale de alimentare.* Principalele canale de alimentare şi evacuare se amenajază după aceleaşi reguli ca şi la heleşteiele carpicole. Porţiuni din canalul de evacuare pot fi amenajate şi folosite pentru creştere. Canalele de circulaţie interioară se execută de regulă în conducte închise spre a nu stînjeni circulaţia terestră în gospodărie. Traseul acestor conducte urmăreşte în principal traseul digurilor de separaţie dintre bazine.

4.3.1.4. *Drumuri de acces.* Drumurile din interiorul crescătoriei trebuie să asigure pe de o parte circulaţia şi transporturile de la laboratorul de preparare a hranei la punctele de distribuire a acesteia, iar pe de altă parte de la gropile de pescuit, la centrul de sortare şi livrare a peştilor. Ca amplasament pentru reţeaua de drumuri se folosesc digurile dintre bazine. În acest scop, lăţimea la coronament a acestor diguri va fi de 5—8 m pentru digurile care separă categorii de bazine (v. fig. XXII.15), de 4—5 m pentru digurile care separă între ele bazinele de creştere pentru anul III; de circa 3 m pentru digurile de separaţie dintre bazinele de creştere pentru anul II. Ori de cîte ori lăţimea bazinelor nu trece de 15—20 m se foloseşte un singur drum la fiecare grup de două bazine. În acest caz, din două în două, digurile dintre bazine îşi reduc lăţimea la coronament la strictul necesar condiţiilor de reţinere şi circulare a apei. Se recomandă, în special la crescătoriile mari superintensive, folosirea liniilor decovil.

4.3.2. **Amenajarea pentru depozitarea şi preparatul furajelor.** Dată fiind alterabilitatea mare a furajelor folosite în hrana păstrăvului (furaje bogate în proteine animale) este totdeauna necesar un depozit frigorific, cu capacitatea în funcţie de gradul crescătoriei şi de ritmicitatea posibilă în aprovizionările de furaje. Furajele se dau mai mult în stare proaspătă; în acest caz preparatul constă în fărămiţarea furajelor potrivit necesităţilor. Instalaţiile adecvate sînt răzătoarele şi maşinile de tocat. Pentru amestecul de proteine, vegetale (proporţie de furaje vegetale, cel mult 20%), acestea se fierb în prealabil, iar pasta rezultată se amestecă în tocătoare, cu furajele de origină animală. Instalaţia cuprinde în acest caz şi cazane-fierbătoare. Este posibilă şi prepararea hranei sub formă de granule, pe baza unor reţete speciale.

4.3.3. **Amenajarea pentru sortarea şi livrarea peştelui.** Dela gropile de pescuit păstrăvul de consum se transportă în viviere la bazinele de sortare şi parcare. Aceste bazine (v. fig. XXII.11) cu pereţi şi fund de beton se amenajază lîngă punctul de expediţie al gospodăriei. Capacitatea de depozitare a bazinelor (pe sortimente) şi numărul lor se determină în funcţie de livrările maxime ale gospodăriei pe timp de 48 h. La pescuirea din aceste bazine de parcare şi cîntărirea peştelui pentru livrare se folosesc procedee mecanizate.

## 4.4. GOSPODĂRII SALMONICOLE COMPLEXE

De obicei, crescătoriile salmonicole îşi au pepinierele lor proprii pentru producerea materialului piscicol de populare necesar crescătoriei. De asemenea este folosit procedeul ca într-o gospodărie salmonicolă să se crească pentru livrare atît peşte de consum, cît şi pui pentru populare, cu diverse stadii de creştere, sau chiar alevini şi icre embrionate, iar pepiniera să aibă în preocuparea sa producerea de icre embrionate sau puiet de specii diferite.

## BIBLIOGRAFIE

1. Antipa, Gr. Pescăria şi pescuitul în România. Bucureşti, Editura Socec Comp., 1916.
2. Bacalbaşa, N. *Tehnica pescuitului.* Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1965.

3. Bank, O. ş. a. *So Baut man Teiche.* Hamburg, Verlag Paul Parey, 1963.
4. Bârca, Gh. *Hidroameliorații piscicole.* Bucureşti, Editura Agro-Silvică, 1957.
5. Cerfas, B. *Rîbovodstvo v estestvennîh vodoemoh.* Moscova, Piscepromizdat, 1956.
6. Greenberg, D. *Forellenzucht.* Berlin, Verlag Paul Parey, 1963.
7. Huet., M. *Traité de pisciculture.* Bruxelles, Ch. de Wyngaërt, 1960.
8. Isaev, A. *Proiek irovanie i ekspluatația hidrosoorujenii rîbovodnîh hozeaistv.* Moscova, Piscepromizdat, 1956.
9. Kreuz, A. *Teichbau und Teichwirschaft.* Berlin, Neuman Verlag, 1951.
10. Martîşev, F. ş. a. *Prudovoe Rîbovodstvo.* Moscova, Gosudar stvernoe izdatelistvo selîskohozeaistvennoi literaturi, 1959.
11. Ministere du Tourisme, de la chasse et de la pêche. *Travaux en cours en 1962 et 1963.* Quebec, 1964.
12. Pojoga, I. *Piscicultura.* Bucureşti, Editura Agro-Silvică, 1959.
13. Privolnev, T. *Perevozka jivoi rîbî.* Moscova, Piscepromizdat, 1951.
14. Rounsefell, G. *Fishery Science.* New York, John Wiley, 1953.
15. Schäperclaus, W. *Lehrbuch der Teichwistchaft.* Berlin, Paul Parey, 1961.
16. Stroganov, N. *Fiziologiceskoco prisposobleaemosti rîb k Temperature Svedi.* Moscova, Izdatelstvo Akademii Nauk U.R.S.S., 1956.
17. Vibert, R. ş. a. *Pêches continentales Biologie et Amenagement.* Paris, 1961.
18. Wundsh, H. *Fischerei Kunde.* Berlin, Neuman Verlag, 1953.

SECȚIUNEA XXIII

# AMENAJĂRI STUFICOLE

Ing. **C. Niculescu**, Ing. **Gh. Hârjeu**, Prof. dr. **N. Popp**

## CUPRINS

1. Generalităţi (ing. C. Niculescu) . . . . . 777
1.1. Utilizarea industrială a stufului . . . . . 777
1.2. Elemente de biologie a stufului . . . . . 778
1.3. Condiţii de dezvoltare a stufului . . . . . 781
2. Regiuni stuficole . . . . . 781
2.1. În Lunca Dunării şi în apele interioare (Prof. dr. N. Popp şi Ing. C. Niculescu) . . . . . 781
2.2. În Delta Dunării (Prof. dr. N. Popp şi ing. C. Niculescu) . . . . . 781
3. Elementele hidrologice ale deltei Dunării (Ing. Gh. Hârjeu) . . . . . 790
3.1. Caracteristicile generale ale scurgerii apelor pe braţele Dunării în Deltă, în regim natural . . . . . 790
3.2. Date cu privire la scurgerea apelor între braţele Dunării peste terenurile stuficole, în regim natural . . . . . 797
3.3. Consideraţii asupra regimului modificat de scurgere . . . . . 798
4. Principii de amenajare . . . . . 798
4.1. Asigurarea condiţiilor optime pentru dezvoltarea stufului (ing. C. Niculescu) . . . . . 799
4.2. Asigurarea condiţiilor pentru recoltarea mecanizată a stufului şi transportul stufului la depozite (Ing. C. Niculescu) . . . . . 800
4.3. Depozitarea stufului (Ing. C. Niculescu) . . . . . 800
4.4. Evacuarea depozitelor şi transportul stufului (Ing. C. Niculescu) . . . 801
4.5. Probleme de amenajare complexă şi cooperarea între folosinţe (Ing. Gh. Hârjeu) . . . . . 801
5. Tipuri de amenajare şi scheme hidrotehnice (Ing. C. Niculescu) . . . . . 803
5.1. Amenajări cu îndiguirea terenurilor stuficole . . . . . 804
5.2. Amenajări în regim liber de inundare . . . . . 809
6. Lucrările componente ale schemelor hidrotehnice de amenajare (Ing. C. Niculescu) . . . . . 810
6.1. Terasamente în umplutură . . . . . 810
6.2. Terasamente în săpătură . . . . . 812
6.3. Stăvilare, ecluze şi alte lucrări hidrotehnice . . . . . 812
6.4. Staţii de pompare . . . . . 815
6.5. Comasarea principalelor lucrări hidrotehnice de artă . . . . . 816
7. Execuţia şi întreţinerea lucrărilor de amenajare stuficole în Delta Dunării (Ing. C. Niculescu) . . . . . 817
8. Exploatarea stufului. Consideraţii generale asupra mijloacelor şi a proceselor tehnologice folosite (Ing. C. Niculescu) . . . . . 818
8.1. Operaţii de exploatare . . . . . 819
8.2. Procese tehnologice . . . . . 820
8.3. Tehnologii generale folosite în Delta Dunării . . . . . 821
9. Exemple de amenajări stuficole realizate (Ing. C. Niculescu) . . . . . 822
*Bibliografie* . . . . . 822

# 1. GENERALITĂȚI

Stuful crește în mod natural în jurul iazurilor și în zonele inundabile ale luncilor rîurilor interioare din țara noastră, precum și în lunca și în Delta Dunării. El era recoltat în cantități foarte mici, în mod individual, cu mijloace manuale, pentru a servi la învelitori de case rurale, la garduri, la consolidări de maluri (sub formă de snopi), ca schelet pentru tencuieli de tavan sub planșeuri de lemn etc.

Cea mai mare cantitate de stuf se găsește în delta Dunării. Aici pescarii au recoltat în trecut în mod organizat, de asemenea cu mijloace manuale, cantități de stuf ceva mai mari, de ordinul a cîteva mii de tone anual, care au servit, în afara întrebuințărilor gospodărești amintite mai înainte, la executarea de coșuri și capcane de prins pește.

În industrie, stuful a servit la executarea plăcilor zise de stufit, utilizate la baracamente (pereți și tavane), la izolări, etc. Această întrebuințare nu s-a extins însă prea mult și astăzi plăcile de stufit sînt în curs de înlocuire cu alte materiale superioare.

În ultimii 20 ani s-a studiat și experimentat folosirea industrială a stufului pe cale de transformare chimică.

## 1.1. UTILIZAREA INDUSTRIALĂ A STUFULUI

Stuful este o materie primă bună pentru fabricarea *celulozei*. Fibra lui este scurtă față de cea a lemnului de rășinoase dar folosirea stufului la fabricarea celulozei este mai avantajoasă decît a altor materii prime cu fibra scurtă. În afară de aceasta, trebue să se țina seama de faptul că nevoia de celuloză este din ce în ce mai mare pe plan mondial, iar rezervele de lemn sînt foarte limitate, cu excepția U.R.S.S., a S.U.A. și a țărilor europene nordice.

Din stuf se poate face celuloză chimică din care se poate fabrica celofibră cu caracteristici fizico-chimice cel puțin egale cu cele ale celofibrei obținute din lemn. Unele procedee industriale din procesul tehnologic, unele consumuri de chimicale și — în consecință — unii indicatori tehnico-economici, reclamă încă cercetări și puneri la punct în anii care urmează.

Celuloza papetară făcută din stuf este superioară celulozei din fag, din cauza caracteristicilor mai bune ale fibrei stufului, iar hîrtia obținută din celuloză de stuf, într-un amestec anumit cu celuloza din rășinoase, are unele caracteristici ca încleierea, omogeneitatea, împrăștierea și netezirea mai bune decît hîrtia obținută numai din lemn de rășinoase [7].

Stuful se mai impune la fabricarea celulozei și pentru faptul că se regenerează anual și folosirea lui economisește cantități importante de masă lemnoasă pe care le

eliberează pentru folosirea în alte sectoare economice, unde lemnul nu poate fi înlocuit. Astfel, pentru o fabrică de 50 000 t *celuloză papetară* pe an, se consumă circa 165 000 t stuf anual, care înlocuieşte circa 300 000 $m^3$ lemn de răşinoase, reprezentînd producţia anuală a circa 150 000 ha pădure de conifere.

Stufuł poate avea, în industria chimică, o folosinţă complexă. Din *celuloză chimică* se produc fibre artificiale şi celofan iar din celuloza papetară, în amestec cu celuloze de răşinoase se obţin hîrtii de scris şi tipărit, ondule pentru carton ondulat, cartoane pentru ambalaje etc.

Din deşeurile de stuf provenite de la sortare, se pot obţine o serie de produse folosite în industria alimentară, în chimie şi în industria farmaceutică, ca de pildă *drojdia furajeră* pentru hrana animalelor, *vitamine* $B_{1-6}$ şi *fosfor*.

Din stuf se vor mai putea obţine *în viitor*, pe cale chimică, *alcool, acid acetic, răşină sintetică, etilenă, glicol* şi *diglicol, clorură de vinil, eter, cloroform* etc.

În ţara noastră, dezvoltarea industriei de celuloză papetară, care reprezintă prima treaptă de folosire industrială chimică a stufului, va trebui să se axeze pe o extindere masivă a bazei de materie primă prin utilizarea foioaselor şi a plantelor anuale — dintre care cel mai important este stuful — din cauză că proporţia lemnului de răşinoase din volumul de lemn total exploatat este foarte slabă (32% faţă de 62% în Europa vestică şi 90% în Suedia).

## 1.2. ELEMENTE DE BIOLOGIE A STUFULUI [6]

Stuful românesc (Phragmites communis Tr.) este o monocotiledonată, specia cea mai răspîndită pe glob, mai ales în zonele temperate. El creşte în toate apele dulci şi slab sărate (salmastre).

În Delta Dunării există o singură specie de stuf. Ea formează însă o serie de feno — sau ecotipi, diferenţiaţi datorită condiţiilor variate ale mediilor în care trăiesc (stuf de grind, de mlaştină, stuf în apă, pe plaur fixat, pe plaur plutitor etc.).

Stuful trăieşte în Delta Dunării în asociaţii de plante — fitocenoze — alternate cu alte asociaţii de papură, sălcii etc. Aceste asociaţii nu sînt delimitate precis; de obicei ele sînt amestecate la zonele de contact şi înterpenetrările lor sînt influenţate, în fiecare an, de regimul de scurgere ale apelor fluviului Dunărea, ca nivel şi durată.

Firul de stuf are o parte subterană şi una aeriană. Partea subterană este compusă din rizom şi rădăcini iar partea aeriană din tulpină, rădăcini şi tulpine adventive, frunze şi panicol.

Rizomul reprezintă o tulpină subterană, lungă de 3—10 m şi uneori pînă a 15 m, cu un pronunţat hidrotropism care contribuie la rezistenţa stufului contra intemperiilor. El se adînceşte în sol, în căutarea apei freatice, ferind în acest fel de îngheţ stratul generator al lăstarilor viitori. Adîncimea la care rizomul coboară în sol depinde în primul rînd de natura solului şi apoi de cota medie a nivelului apelor freatice. După ce rizomul ajunge în zona optimă de dezvoltare, el creşte orizontal şi lungimea lui sporeşte în fiecare an cu porţiuni tinere, care înlocuiesc părţile bătrîne.

Rizomul are rolul de a extrage substanţe minerale din adîncime şi a le reda circuitului materiei şi de a înmagazina rezervele de hrană care vor alimenta generaţia nouă de stuf. Aceasta creşte în sol şi în stratul de apă care acoperă de obicei solul, în timpul primăverii, pe contul hranei din rizom şi numai după ce lăstarul sau suliga va ieşi din apă şi îşi va forma primele frunze se va hrăni independent. Rizomul mai are funcţia importantă de a fixa planta în sol şi de a-i asigura stabilitatea şi rezistenţa la vînt şi la curentul apei.

De nodurile rizomului sînt prinse rădăcinile subterane. Acestea au rolul de a absorbi apa și sărurile din apă și sol. Au rolul de fixare a plantei în sol și de aceea se dezvoltă numai ca niște fire lungi de 10—15 cm și groase la bază de 1—2 mm, grupate cîte 4—8 la un nod.

Tulpina stufului crește de obicei în apă și în aer. Ea are o lungime variabilă de 3—6 m și este întotdeauna mai lungă la stuful crescut în apă sau pe plaur decît la stuful crescut pe grind sau pe teren de sărătură, unde lungimea firului de stuf este în medie de numai 2,00—2,50 m. Tulpina este compusă din internoduri tubulare și noduri. Lungimea internodurilor este de regulă cu totul independentă de lungimea firului întreg de stuf.

Grosimea tulpinei stufului depinde de condițiile de creștere și atinge un diametru de 17—20 mm la bază și 3 mm la vîrf, la stuful de plaur, și 6—8 mm la bază și 2 mm la vîrf la stuful de grind sau de sărătură. Grosimea peretelui tulpinei variază de la 0,5 la 1 mm.

Greutatea firului de stuf este în medie de 50—60 g, dar variază de la 6 pînă la 125 g (uscat 100%) și se modifică necontenit pe măsura dezvoltării plantei, în cursul verii. Umiditatea, care este foarte mare în perioada de creștere, scade toamna și iarna, pînă la uscarea completă.

Frunzele stufului sînt constituite din teacă și limb. Teaca pornește de la un nod și este înfășurată strîns în jurul tulpinei, mărindu-i rezistența la vînt sau la curentul apei. Limbul se desface din teacă în apropierea nodului următor și servește la hrănirea plantei prin fotosinteză, transpirație etc.

Toamna tîrziu (în luna noembrie, după prima brumă) frunzele se îngălbenesc, se usucă și cad.

Panicolul stufului este format dintr-un număr mare de spiculețe și lungimea lui este proporțională cu cea a stufului întreg variind de la 9—10 cm pentru stuful de grind la 60—65 cm pentru stuful de plaur plutitor.

Stuful poate rămîne în unele toamne fără panicol, dacă dezvoltarea lui a fost întîrziată datorită condițiilor hidroclimatice.

Rădăcinile adventive se dezvoltă la nodurile tulpinei, pe porțiunea care crește în apă. Ele sînt frunze transformate, foarte bogat ramificate și servesc la hrănirea plantei prin absorbția apei. Pe cale experimentală s-a stabilit că firul de stuf absoarbe mai multă apă prin rădăcinile adventive decît prin rizom. Dacă în cursul verii și al toamnei nivelul apei scade și rădăcinile adventive rămîn în aer, ele se usucă.

În cazul în care tulpina stufului a fost lezată prin rupere, tăiere sau prin înec, la niveluri prea mari de apă primăvara, din vecinătatea secțiunii lezate se dezvoltă din tulpina principală un număr variabil de tulpini adventive. Acestea cresc în sus, ajung la maturitate, formează și inflorescențe dar nu prezintă interes din punct de vedere industrial; firele rămîn subțiri, cu atît mai subțiri cu cît sînt mai multe pe aceeași tulpină principală. Această pierdere se produce ori de cîte ori stuful tînăr este pășunat.

## 1.3. CONDIȚII DE DEZVOLTARE A STUFULUI [7]

Producția de stuf a unui teren este cu atît mai mare cu cît sînt mai multe fire pe unitatea de suprafață. Numărul firelor pe metru patrat este însă invers proporțional cu diametrul și lungimea tulpinii. Astfel, pe plaur cresc 15—30 fire pe metru patrat,

în apă 20—40 fire, pe grinduri 30—60 fire şi pe terenurile nisipoase sărate peste 200 fire pe metru pătrat.

Pentru o bună dezvoltare a stufului sînt necesare un număr de condiţii privind solul şi regimul de inundare. Aceste condiţii hidrologice, hidro- şi geochimice şi pedologice sînt foarte neuniforme pe cuprinsul terenurilor stuficole din toată lumea şi în delta Dunării. De aceea şi stufăriile sînt foarte diferenţiate pe zone şi regiuni, stufării foarte bune cu producţii biologice anuale de 15—20 t/ha masă vegetală fiind alternate cu stufării medii cu 10—12 t/ha producţie biologică de masă vegetală în picioare şi cu zone mai mari sau mai mici de stuf în amestec cu alte plante de baltă sau cu terenuri complet nestuficole.

Stuful creşte bine pe soluri afînate, turbo-humifere, bogate în substanţe organice netransformate. Aceste terenuri trebuie să fie însă inundate în fiecare an cu apă proaspătă bogată în oxigen şi săruri minerale solubile. Stuful creşte de asemenea bine pe terenuri aluvionare negre şi pe terenuri aluvionare după înbogăţirea lor în humus şi substanţe organice, în urma putrezirii vegetaţiilor de baltă, care ocupă aceste terenuri în prima etapă.

Stufului nu-i convin terenurile nisipoase decît dacă au apa freatică foarte apropiată de suprafaţă şi nici terenurile puternic aluvionate primăvara (în acest caz suligele putînd fi înăbuşite).

Terenul bun stuficol devine din ce în ce mai bun, din punct de vedere pedologic prin producerea de generaţii care se succed şi afînează necontenit solul.

Din punctul de vedere al hidro- şi geochimismului stufăriilor, stufului extrăgîndu-şi hrana în cea mai mare măsură din apă, este foarte important ca stufăriile să fie alimentate, în fiecare an, cu apă proaspătă din Dunăre, într-un ritm şi la un nivel maxim anumit. Apa de Dunăre este bogată în substanţe minerale necesare creşterii şi dezvoltării plantei, în timp ce zonele nealimentate cu apă proaspătă se îmbogăţesc în nitriţi, sulfiţi şi sulfaţi, hidrogen sulfurat, gaz metan, substanţe organice şi cloruri, care sînt nefavorabile stufului.

Terenurile permanent acoperite cu apă devin cu timpul neproductive din cauza imposibilităţii de mineralizare a substanţelor organice cu ajutorul bacteriilor aerobe. Prin uscarea terenurilor iarna, cel puţin în straturile superioare, bacteriile aerobe descompun repede substanţele organice, îmbogăţind aceste straturi cu săruri minerale.

Apa stătătoare îşi măreşte aciditatea, cantitatea de săruri insolubile, apar substanţe inhibitoare, condiţiile de viaţă scad, mîlul celulozic care se formează pe fund împiedică circulaţia pe verticală între apă şi rezervele solului din adîncime, iar stufăriile existente, în condiţii de nealimentare cu apă proaspătă şi de lipsă de circulaţie a apei, degenerează şi dispar.

În toate cazurile de stufării, se poate interveni pentru ameliorarea condiţiilor biologice, chimice şi pedologice, prin lucrări hidrotehnice, care să asigure o circulaţie favorabilă a apei, prin îngrăşăminte în reţete dependente de condiţiile locale şi prin alte măsuri agrotehnice.

În natură sînt şi condiţii nefavorabile creşterii stufului, în afara celor legate de mediul principal solul şi apa. Acestea sînt: apa sărată peste o limită admisă de 2 g NaCl/l, poleiul, zăpada excesivă căzută în epoci nepotrivite, gheaţa inundată şi ridicată de o viitură puternică (care rupe firele de stuf prin smulgere), grindina, gheaţa dusă de viitura de primăvară, animalele domestice şi sălbatice (mai ales prin călcare şi păşunat) şi insectele.

# 2. REGIUNI STUFICOLE

## 2.1. ÎN LUNCA DUNĂRII ŞI ÎN APELE INTERIOARE

În Lunca Dunării şi în apele interioare (lunci, lacuri, iezere, mlaştini) de pe cuprinsul ţării se întîlnesc răspîndite în masive mici cel mult 15 000 ha stufării, dintre care numai în Lunca Dunării dintre Calafat şi Tulcea se află 10 000 ha.

Prin îndiguirile executate în ultimii 10 ani în Lunca Dunării şi a Prutului, suprafaţa stufăriilor a descrescut mult şi această scădere va continua şi în anii următori.

În prezent, în unităţile amenajate din Lunca Dunării se desfăşoară o acţiune susţinută de destufizare, în favoarea acţiunii de valorificare superioară a terenurilor respective.

## 2.2. IN DELTA DUNĂRII

Delta Dunării cuprinde terenul inundabil din zona de vărsare a fluviului Dunărea în Marea Neagră, mărginit la nord de platforma Bugeac şi la sud de horstul dobrogean, în suprafaţă totală de 442 000 ha. Delta reprezintă o regiune amfibie în care apa şi uscatul se întreţes după contururi neregulate şi instabile. Energia reliefului este mică (15—20 m), spaţiile înalte ocupă suprafeţe mici, iar terenurile aşezate la cote foarte joase, uneori sub nivelul mării, sînt predominante. Din punct de vedere genetic Delta Dunării este cea mai tînără formaţiune geografică de pe teritoriul Republicii Socialiste România.

Ca origină, terenurile Deltei se împart în forme cu relief pozitiv — grindurile de tip continental, fluvial şi marin şi forme cu relief negativ — depresiunile deltaice. Delta stă sub influenţa unui climat arid, dar cu o mare abundenţă de ape la suprafaţa solului şi în sol. Aflat în plină transformare, sub toate aspectele cadrului natural, în Delta Dunării se pun probleme speciale în ceea ce priveşte valorificarea economică. Marea majoritate a suprafeţei Deltei este acoperită cu stuf.

2.2.1. **Descrierea stufăriilor.** Fără complexul lagunar Razelm şi braţele Dunării, Delta propriu-zisă în suprafaţă de 335 000 ha, constituie domeniul specific al marilor stufării.

Stufărişurile, inclusiv vegetaţia auxiliară : papura, pipirigul şi rogozul, acoperă 236 000 ha, restul de teritoriu fiind terenuri de grind, luciu de apă şi cheliuri nisipoase. Stuful omogen creşte numai pe jumătate din întreaga suprafaţă înstufărită a Deltei. În Delta amonte (fluvială) sînt 88 000 ha de stuf omogen, dintre care 45 000 ha stuf de calitate superioară, din punct de vedere papetar. În Delta aval (maritimă) sînt numai 31 000 ha stuf omogen, dintre care abia 10 000 ha stuf foarte bun.

Rezultă că cele mai bune zone stuficole ale Deltei se găsesc în Delta fluvială. Cele mai valoroase stufării din Deltă sînt dezvoltate în partea centrală şi anume în Sontea, la nord de Canalul Sulina şi în Gorgova—Uzlina, între Canalul Sulina şi Braţul Sf. Gheorghe.

Un tip special de stufărie îl formează masivele de plaur plutitor. Dată fiind mica lui răspîndire actuală (circa 20 000 ha), plaurul plutitor prezintă mai mult un interes ştiinţific.

2.2.2. **Condiţii litologice, hidrogeologice şi pedochimice.** a) Zonele depresionare care ocupă 88 % din suprafaţa Deltei sînt alcătuite dintr-un teren format prin colmatări

fluviale, depuse pe un fund marin sau limanic, la care s-au adăugat, în locurile invadate de vegetație și mîluri de natură organică. În Deltă, cu excepția grindurilor continentale și marine, tipurile de pămînturi mai răspîndite sînt nisipul, praful, argila și mîlul, cu diferite grade de consistență. Ele prezintă o trecere gradată între numeroase tipuri intermediare care variază de la un loc la altul atît la suprafață, cît și spre adîncime, fapt ce explică aspectul mozaicat al terenurilor. Prezența faunei de moluște este destul de frecventă în nisipuri, adeseori micacee, ca și prezența lentilelor de turbă de grosimi mici

Primii 15—20 m grosime ai depozitelor deltaice se caracterizează prin suprapunerea a două complexe litologice : la suprafață, un complex format în deosebi din argile, mîluri și prafuri argiloase și dedesubt, un complex format îndeosebi din nisipuri și prafuri argiloase. Între complexul superior, cu o grosime de 5—10 m și complexul inferior, de peste 10 m grosime se intercalează adesea o turbă de plaur dispusă în strat continuu sau lentiliform, în grosime de circa 1 m.

b) Apele freatice sînt înmagazinate în depozitele deltaice, care sînt constituite dintr-o variație laterală de complexe litologice corespunzînd fie aluvionării fluviatile, fie ultimei transgresiuni a Mării Negre peste spațiul Deltei de azi.

Terenurile uscate din Deltă corespund pe de o parte grindurilor fluviatile de mal, influențate bilateral de apele superficiale, iar pe de altă parte grindurilor marine și continentale. Acestea din urmă, prin relieful lor mai bine conturat și desfășurarea lor pe suprafețe mai mari, sînt singurele în care apele freatice se dezvoltă mai bine.

Sursele de alimentare ale apelor freatice sînt apele meteorice, în special aversele de vară și apele Dunării, mai ales la viituri. Apele subterane se găsesc la adîncimi mici care variază în funcție de microrelief și de hidrograful Dunării. Adîncimea lor mică și lipsa în acoperișul și culcușul complexului acvifer a unui strat impermeabil continuu permite îmbibarea apelor freatice în toate formațiile litologice întîlnite și prilejuesc schimbul permanent între apele subterane și cele superficiale. De aceea, în cazul Deltei, noțiunea de strat acvifer trebuie înțeleasă în sens larg. Această situație este justificată pe permeabilitatea și de lipsa de omogenitate a depozitelor deltaice slab coezive, cu structură încrucișată, precum și de prezența apei superficiale în contact strîns cu apele freatice.

Circulația apelor subterane este foarte redusă ; ea se face mai ales în sens vertical (în jos prin infiltrație, în sus prin capilaritate), decît în sens orizontal, din cauza gradientului foarte mic. Apele subterane nu stau sub presiune de strat, iar limitele (superioară și inferioară) complexului acvifer sînt difuze.

Cu toată abundența de apă din Deltă, totuși sub influența exercitată de climatul pronunțat arid și de sărurile acumulate în depozitele deltaice, apa freatică suferă un accentuat proces de mineralizare.

În Delta fluvială, cu excepția grindurilor, se găsesc ape freatice bicarbonatate slab mineralizate, pe cînd în Delta maritimă, chiar și în zonele joase, se întîlnesc ape clorurate puternic mineralizate.

Prin infiltrații apa dizolvă sărurile din sol, ducîndu-le în adîncime și mineralizînd apa freatică, iar prin capilaritate sărurile se ridică la suprafață, producînd salinizarea solului.

c) Datorită legăturii intime dintre pămînt și apă, în Delta Dunării formațiile pedologice prezintă un puternic grad de hidromorfism.

Solurile emerse hidromorfe și autohidromorfe, din zonele de grind și care ocupă o suprafață de circa 75 000 ha, sînt, în general, soluri tinere, care se diferențiază genetic după cele trei categorii de grinduri. Pe grindurile fluviatile sînt mai răspîndite solurile aluviale nisipoase, iar pe grindurile marine sînt soluri nisipoase, cu lăcovișt

nisipoase în locurile joase. Pe grindul continental Chilia se întîlneşte cernoziom, solonţat în profunzime şi solonceacuri cu humus în crovuri.

Din punct de vedere stuficol prezintă interes depresiunile deltaice, care însumează circa 260 000 ha şi unde apar formaţii pedohidromorfe submerse sau nămolurile subacvatice. Acestea au luat naştere fie din depuneri aluvionare, legate de apele de inundaţie, deci prin colmatare minerală, fie din putrezirea anaerobă a vegetaţiei palustre, cu constituire de nămoluri sapropelice, deci prin colmatare organică.

Clasificarea formaţiilor submerse se face după textură, conţinut salin şi materie organică.

Cele mai răspîndite formaţii submerse sînt nămolurile argilo-lutoase de acumulare organogenă nesalinizate şi nămolurile aluvionare nesalinizate. Pe aceste tipuri de nămoluri se dezvoltă cel mai bine vegetaţia stuficolă a Deltei.

2.2.3. **Clasificarea terenurilor stuficole şi fondul stuficol al Deltei Dunării.** Depistarea sistematică şi studierea stufăriilor Deltei Dunării şi a potenţialului lor de producţie anuală s-a intreprins odată cu folosirea stufului pe cale chimic-industrială şi este încă în curs de desfăşurare.

Stufăriile au unele efecte naturale favorabile. Astfel, marginile stufăriilor şi perdelele de stuf înalt şi des care mărginesc canalele şi ghiolurile, filtrează apele de inundare, limitînd în timp, în mare măsură, depunerile aluvionare şi colmatarea apelor libere din Deltă, acţiune favorabilă pentru sectorul piscicol.

De asemenea, stufăriile creează un mediu propice dezvoltării unei bogate microfaune necesară hranei peştelui, constituie zona preferată de refugiu şi de reproducere pentru păsări şi animale sălbatice, ajută prin ardere şi putrezire la mineralizarea solului şi constituie unul din elementele de bază ale zonelor de rezervaţie naturală ale Deltei, de mare interes floristic şi faunistic.

Ca înfăţişare generală Delta Dunării este o mare de stuf, dar stufăriile ei sînt foarte variate şi neomogene. Terenurile înalte care nu sînt inundate de loc sau care sînt inundate rar nu sînt favorabile creşterii stufului. Ele sînt acoperite cu păduri sau sînt folosite în scopuri agricole. Unele terenuri rar inundate sînt complet goale de orice vegetaţie, mai ales atunci cînd solul este excesiv de nisipos, aşa cum este cazul grindului Sărăturile, precum şi a unei părţi importante din grindurile Chilia şi Caraorman.

Grindurile mai joase, care sînt inundate în fiecare an, dar de pe care apele se retrag repede, odată cu scăderea nivelului lor, sînt acoperite în general cu stuf, care nu este însă nici omogen şi nici de cea mai bună calitate. Multe grinduri de acest fel, care mărginesc braţele Dunării şi ale unor gîrle naturale mari şi canale dragate, sînt acoperite cu cordoane silvice în care predomină salcia. Sînt în curs plantări artificiale de plop şi salcie albă selecţionată fie pe grinduri ceva mai înalte goale, fie prin înlocuirea salciei de pe grindurile existente. Lăţimea acestor cordoane silvice este variabilă de la cîţiva metri la sute de metri.

Terenurile de cotă mijlocie, între 3—6 hidrograde, sînt în general acoperite de stufării şi de alte asociaţii de baltă. În aceste zone sînt canale şi ghioluri permanente, mai mari sau mai mici, libere de orice vegetaţie. Sînt de asemenea suprafeţe goale sau cu vegetaţie amestecată nestuficolă. Malurile ghiolurilor şi ale canalelor interioare sînt acoperite însă aproape întotdeauna cu benzi de stuf compact, înalt, viguros şi de productivitate ridicată, datorită vecinătăţii imediate a apei proaspete, în permanentă circulaţie. Aceste zone de stuf sînt şi cele mai accesibile; de aceea ele sînt aproape întotdeauna cele dintîi recoltate sau arse, condiţii care favorizează creşterea generaţiei următoare şi sporirea productivităţii terenului. Acest stuf, crescut pe terenurile inundabile de cotă mijlocie, constituie unul din biotipii de bază ai Deltei. Dacă se pătrunde însă în adîncime, în interiorul acestor suprafeţe, se găsesc deseori zone cu stuf slab, rar,

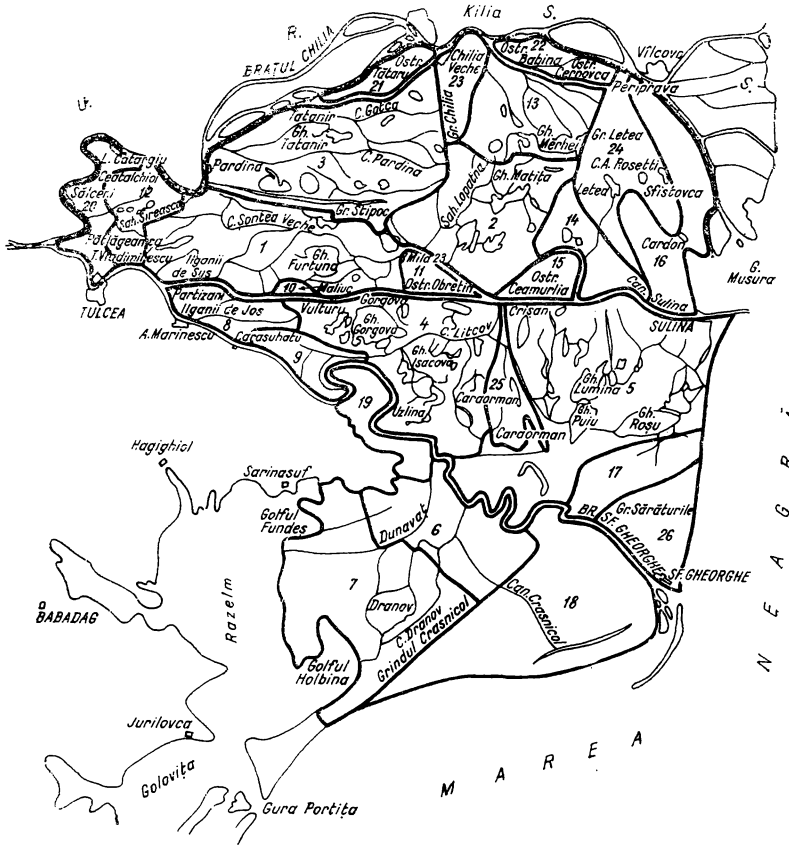



**Fig. XXIII.1. Împărțirea Deltei Dunării în unități naturale din punctul de vedere al fondului stuficol.**

amestecat cu papură sau putrezit, alternînd cu zone, mai mari sau mai mici, cu stufării curate, de mare productivitate şi aspect de monocultură.

În terenurile joase şi foarte joase, permanent acoperite cu apă, caracteristice Deltei maritime, stuful creşte pe plaur plutitor, pe plaur fixat sau pe teren nisipos ori nămolos, acoperit cu un strat de apă mai mic sau mai mare. Stuful de pe plaurul plutitor este cel mai viguros, cu caracteristici chimico-industriale valoroase şi cu producţie ridicată pe unitatea de suprafaţă. Stuful de pe plaurul fixat este un stuf de calitate mijlocie bună. Plaurul pe care se dezvoltă se poate ridica şi pluti la niveluri mari de apă şi se poate fixa din nou la ape mici. Condiţiile de creştere ale stufului sînt evident superioare la plaurul plutitor. Stuful de pe funduri nămoloase sau argilo-nisipoase este de asemenea un stuf de calitate mijlocie, iar cel de teren foarte nisipos, aşa cum se găseşte în vecinătatea malului mării, unde şi apa are oarecare salinitate, este mai subţire, mai rar, cu fir mai scurt şi cu producţie mai redusă pe unitatea de suprafaţă.

Delta Dunării este împărţită în mod natural în mici şi mari unităţi delimitate de cursuri de apă, de grinduri sau de braţe de apă părăsite. În fig. XXIII.1 sînt arătate suprafeţele stuficole, cele slab stuficole şi cele nestuficole ale Deltei, în care gruparea unităţilor naturale geografice s-a făcut pe considerentul acoperirii lor cu vegetaţie stuficolă. Nu sînt marcate pe figură şi luncile dobrogene îndiguite care au făcut parte din cuprinsul Deltei şi care nu mai reprezintă nici un interes din punct de vedere stuficol.

Denumirile corespunzătoare numerotării din fig. XXIII.1 sînt următoarele (tabelul XXIII.1):

— *mari unităţi stuficole*: *1* — Şontea; *2* — Matiţa; *3* — Pardina; *4* — Gorgova-Uzlina (Litcov); *5* — Sulina, *6* — Dranov-Dunăre; *7* — Dranov-Razelm;

— *mici unităţi stuficole*: *8* — Rusca; *9* — Bălteni; *10* — Maliuc; *11* — Obretin;

— *unităţi slab stuficole*: *12* — Sireasa; *13* — Merheiu; *14* — Magearu; *15* — Ciamurlia; *16* — Popina-Cardon; *17* — Ivancea; *18* — Crasnicol-Mare; *19* — Murighiol;

— *zone nestuficole*: *20* — Pătlăgeanca; *21* — Tătaru; *22* — Babina-Cernovca; *23* — Chilia; *24* — Letea; *25* — Caraorman; *26* — Sărăturile.

Fondul stuficol trebuie înţeles ca un potenţial mediu de producţie tehnică a Deltei, ca şi cum tot stuful existent într-un an mijlociu ar putea fi recoltat în întregime şi transportat în depozite (cu o umiditate convenţională de 15%).

Practic, acest lucru nu este posibil pentrucă:

— multe terenuri de mare întindere nu au acces şi au caracteristici geomorfologice şi hidrografice dificile, pentru care nu s-au dezvoltat utilaje de acces şi de exploatare; deci practic acele regiuni nu pot fi recoltate (regiunile cu fund moale, nămolos, cu un strat de apă sub 5 cm sau neacoperite cu apă dar cu regim de mlaştină);

— suprafeţe întinse, cum sînt Merheiu şi Crasnicol-Mare, nu pot fi recoltate, pentru că sînt destinate să rămînă rezervaţii naturale;

— majoritatea zonelor slab stuficole, ca şi o parte din suprafeţele stuficole ale unităţilor şi ale marilor unităţi stuficole nu se pot recolta nici manual nici mecanizat, pentru că stuful este rar, în amestec cu alte plante sau de proastă calitate (aşa cum sînt regiunile cu 3—4 t/ha de exemplu).

Producţia stuficolă practic utilizabilă a Deltei este alta şi la estimare trebuie să se ţină seama şi de mijloacele cu care s-ar putea realiza această producţie. Potenţialului tehnic stuficol de 800 000 t se poate considera că îi corespunde pentru întreaga Deltă, o masă vegetală stuficolă în picioare, un potenţial biologic, cu umiditatea caracteristică stufului de toamnă, după maturizare, de circa 1 500 000 t.

*Tabelul XXIII.1*

**Fondul stuficol al Deltei Dunării într-un an mediu de vegetație**

| Felul unității | Denumirea unității | Suprafața: | | Producția medie | Capacitatea medie de producție |
|---|---|---|---|---|---|
| | | totală | stuficolă | | |
| | | ha | ha | t/ha | t |
| Mari unități stuficole | M.U.S.I—Șontea | 25 200 | 14 400 | 7 | 100 800 |
| | M.U.S.II—Matița | 18 800 | 8 100 | 7 | 56 700 |
| | M.U.S.III—Pardina | 29 500 | 14 400 | 7 | 100 800 |
| | M.U.S.IV—Litcov | 24 800 | 10 200 | 7 | 71 400 |
| | M.U.S.V — Sulina | 43 800 | 13 700 | 6 | 82 200 |
| | M.U.S.VI—Dranov—Dunăre | 17 200 | 9 400 | 6 | 56 400 |
| | M.U.S.VI—Dranov—Razelm | 23 300 | 13 600 | 7 | 95 200 |
| Unități stuficole | U.S. Rusca | 5 200 | 3 500 | 7 | 24 500 |
| | U.S.Bălteni (Carasuhat) | 4 800 | 2 200 | 7 | 15 400 |
| | U.S. Maliuc | 900 | 500 | 7 | 3 500 |
| | U.S. Obretin | 3 300 | 2 000 | 7 | 14 000 |
| Zone slab stuficole | Sireasa | 6 100 | 2 500 | 4 | 10 000 |
| | Merheiu | 12 300 | 5 000 | 5 | 25 000 |
| | Magearu | 8 500 | 4 000 | 5 | 20 000 |
| | Ciamurlia | 3 900 | 1 500 | 3 | 4 500 |
| | Popina—Cardon | 14 700 | 4 000 | 4 | 16 000 |
| | Ivancea | 7 200 | 3 500 | 5 | 17 500 |
| | Crasnicol-Mare | 32 900 | 20 000 | 4 | 80 000 |
| | Murighiol | 8 400 | 2 000 | 3 | 6 000 |
| Total | — | 290 800 | 134 500 | 6 | 799 900 |
| Total rotunjit | | 290 000 | 135 000 | 6 | 800 000 |

Un alt criteriu de împărțire a Deltei din punctul de vedere al fondului ei stuficol, care ține seama de nivelul mediu al terenurilor care determină modul de exploatare industrială a stufului, este cel arătat în fig. XXIII.2. Suprafața totală a Deltei este împărțită în trei categorii de terenuri și anume:

1) Regiunea $R_1$ este caracteristică Deltei superioare (fluviale) și însumează zonele stuficole de bună calitate, amplasate pe terenuri cu cota medie ridicată, între 2—5 hidrograde.

Terenurile sînt inundate în fiecare an, au soluri formate și o productivitate naturală stuficolă ridicată. Ele se pretează amenajărilor prin îndiguire și comandare a circu-

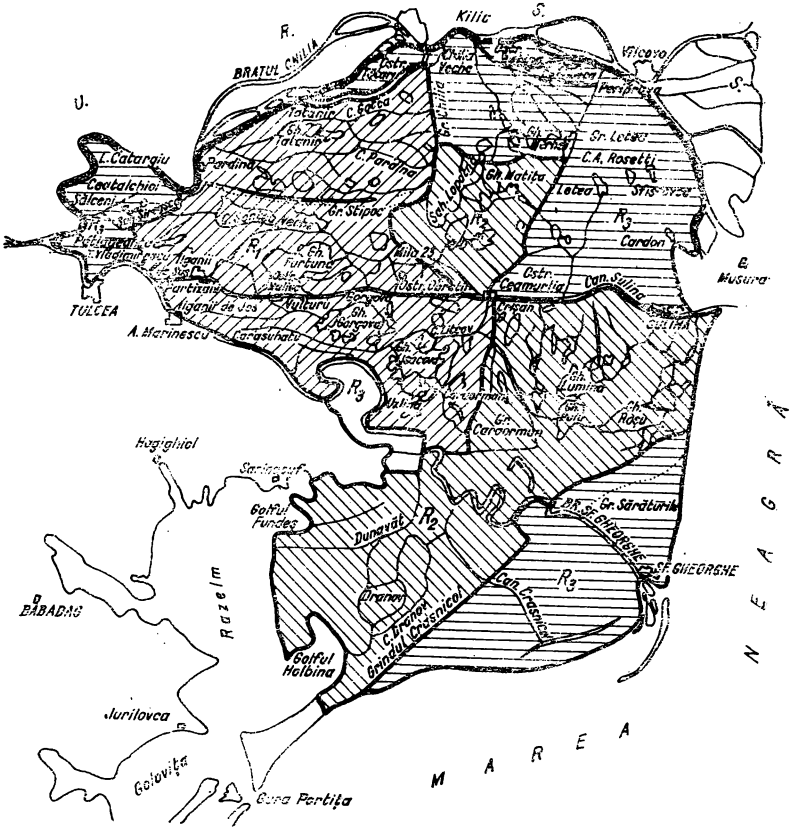



Fig. XXIII.2. Împărțirea Deltei Dunării în regiuni după tipul de teren din punctul de vedere al exploatării stufului :

$R_1$ — teren stuficol cu cotă medie ridicată care se exploatează prin îndiguire; $R_2$ — teren stuficol cu cotă medie joasă care se exploatează în regim de scurgere liberă a apelor; $R_3$ — teren slab stuficol, teren nestuficol sau teren afectat altor folosințe imediate, care nu se amenajează și nu se exploatează stuficol.

*Tabelul XXIII.2*

**Unităţi stuficole din regiunea $R_1$** (fig. XXIII.2)

| Denumirea unităţii | Nr. unităţii după fig. XXIII.1 | Suprafaţa: totală | Suprafaţa: îndiguibilă | Suprafaţa: stuficolă | Producţia medie | Potenţialul de producţie totală |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ha | ha | ha | t/ha | t |
| M.U.S.I—Şontea | 1 | 25 200 | 24 800 | 14 400 | 7 | 100 800 |
| M.U.S.III—Pardina | 3 | 29 500 | 28 900 | 14 400 | 7 | 100 800 |
| M.U.S.IV—Gorgova—Uzlina | 4 | 24 800 | 23 600 | 10 200 | 7 | 71 400 |
| U.S.—Rusca | 8 | 5 200 | 4 400 | 3 500 | 7 | 24 500 |
| U.S.—Bălteni | 9 | 4 800 | 3 700 | 2 200 | 7 | 15 400 |
| U.S.—Maliuc | 10 | 900 | 600 | 500 | 7 | 3 500 |
| U.S.—Obretin | 11 | 3 300 | 3 100 | 2 000 | 7 | 14 000 |
| Total | — | 93 700 | 89 100 | 47 200 | 7 | 330 400 |
| Total rotunjit | — | 94 000 | 89 000 | 47 200 | 7 | 330 000 |

laţiei apelor. Denumirea şi datele caracteristice ale unităţilor stuficole, care se înscriu în regiunea $R_1$, sînt arătate în tabelul XXIII.2.

Stufăriile terenurilor din regiunea denumită $R_1$ sînt cele mai bune din Deltă ca întindere compactă şi omogenă. Raportul dintre suprafaţa stuficolă şi suprafaţa totală reprezintă gradul de ocupare cu stuf al regiunii întregi şi în cazul regiunii $R_1$ el este de 53%. Producţia totală de care este capabilă regiunea, în cazul în care ea ar putea fi recoltată în întregime, reprezintă 41% din potenţialul Deltei întregi.

2) Regiunea $R_2$ aparţine deltei inferioare (maritime) şi însumează zone stuficole situate pe terenuri joase, sub cota apelor mici permanente şi uneori chiar sub nivelul mării. Regiunea cuprinde marile ghioluri libere din Delta maritimă, de aceea gradul de ocupare cu stuf a regiunii este de numai 44% (tabelul XXIII.3).

*Tabelul XXIII.3*

**Unităţile stuficole din regiunea $R_2$** (fig. XXIII.2)

| Denumirea unităţii | Nr. unităţii după fig. XXIII.1 | Suprafaţa: totală | Suprafaţa: stuficolă | Producţia medie | Potenţialul de producţie totală |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ha | ha | t/ha | t |
| M.U.S.II—Matiţa | 2 | 18 800 | 8 100 | 7 | 56 700 |
| M.U.S.V—Sulina | 5 | 43 800 | 13 700 | 6 | 82 200 |
| M.U.S.VI—Dranov—Dunăre | 6 | 17 200 | 9 400 | 6 | 56 400 |
| M.U.S.VI—Dranov—Razelm | 7 | 23 300 | 13 600 | 7 | 95 200 |
| Total | — | 103 100 | 44 800 | 6,5 | 290 500 |
| Total rotunjit | — | 103 000 | 45 000 | 6,5 | 290 000 |

Capacitatea de producție stuficolă a regiunii $R_2$ este foarte importantă și ea reprezintă 36% din întreg potențialul Deltei. Trebuie menționat că în regiunea $R_2$ se cuprind zonele cele mai întinse de plaur fixat și plutitor.

3) Regiunea $R_3$ este formată din zonele slab stuficole, zonele nestuficole și din zonele pe care exploatarea stuficolă nu poate conta pe o producție planificată, pentru că zonele sau sînt rezervații naturale (Merheiu și Crasnicol-Mare) sau sînt destinate altor folosințe imediate (Ciamurlia, Babina-Cernovca, Sireasa, Magearu, Popina-Cardon etc.), (tabelul XXIII.4).

*Tabelul XXIII.4*

**Unitățile stuficole din regiunea $R_3$** (fig. XXIII.2)

| Denumirea unității | Nr. unității după fig. XXIII.1 | Felul unității | Suprafața: | | Producția medie | Potențialul de producție totală |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | totală | stuficolă | | |
| | | | ha | ha | t/ha | t |
| Sireasa | 12 | Zone slab stuficole | 6 100 | 2 500 | 4 | 10 000 |
| Merheiu | 13 | | 12 300 | 5 000 | 5 | 25 000 |
| Magearu | 14 | | 8 500 | 4 000 | 5 | 20 000 |
| Ciamurlia | 15 | | 3 900 | 1 500 | 3 | 4 500 |
| Popina—Cardon | 16 | | 14 700 | 4 000 | 4 | 16 000 |
| Ivancea | 17 | | 7 200 | 3 500 | 5 | 17 500 |
| Crasnicol—Mare | 18 | | 32 900 | 20 000 | 4 | 80 000 |
| Murighiol | 19 | | 8 400 | 2 000 | 3 | 6 000 |
| Pătlăgeanca | 20 | Zone nestuficole | 6 000 | — | — | — |
| Ostrovul Tătaru | 21 | | 3 800 | — | — | — |
| Grindul Chilia | 23 | | 5 600 | — | — | — |
| Babina—Cernovca | 22 | | 4 600 | — | — | — |
| Grindul Letea | 24 | | 8 800 | — | — | — |
| Grindul Caraorman | 25 | | 4 800 | — | — | — |
| Grindul Sărăturile | 26 | | 6 900 | — | — | — |
| Total | — | — | 134 500 | 42 500 | 4 | 179 000 |
| Total rotunjit | — | — | 134 500 | 43 000 | 4 | 180 000 |

Zonele din regiunea $R_3$ au un grad de ocupare cu stufării și un potențial stuficol de o oarecare importanță datorită celor două rezervații naturale Merheiu și Crasnicol-Mare, care au fost alese tocmai în acele părți ale Deltei care conțineau masive stuficole compacte, neumblate de piciorul omului, greu accesibile, pentru a fi folosite pentru refugiu și reproducere de către fauna bogată și variată a Deltei Dunării.

Dacă se scad elementele care aparțin rezervațiilor naturale, gradul de ocupare al terenurilor slab stuficole din regiunea $R_3$ rămîne numai 20% și este cel mai redus din

*Tabelul XXIII.5*

**Recapitularea Regiunilor $R_1-R_2-R_3$**

| Regiunea stuficolă | Suprafaţa: totală ha | Suprafaţa: îndiguibilă ha | Suprafaţa: stuficolă ha | Capacitatea totală de producţie t |
|---|---|---|---|---|
| $R_1$ — terenuri înalte | 93 700 | 89 000 | 47 200 | 330 000 |
| $R_2$—terenuri joase | 103 100 | — | 44 800 | 290 000 |
| $R_3$—zone ce nu se exploatează stuficol | 134 500 | — | 43 000 | 180 000 |
| Total | 331 300 | 89 000 | 135 000 | 800 000 |
| Complexul Razelm-Sinoe | 99 000 | — | — | — |
| Suprafaţa braţelor Dunării | 7 900 | — | — | — |
| Luncile dobrogene | 3 800 | — | — | — |
| Total general | 442 000 | 89 000 | 135 000 | 800 000 |

toată Delta, iar capacitatea totală de producţie stuficolă a regiunii $R_3$ este de 13% din potenţialul Deltei pentru rezervaţiile naturale şi de 12% pentru suma zonelor slab stuficole (tabelul XXIII.5).

La rubrica de suprafaţă îndiguibilă sînt cuprinse numai suprafeţele care se îndiguiesc sau se propun a se îndigui pentru folosinţe complexe inclusiv pentru stuf. Nu se cuprind suprafeţele care se îndiguiesc exclusiv pentru alte folosinţe ca agricultura piscicultura etc.

Potenţialul de 800 000 t stuf este considerat la productivitatea tehnică medie existentă a terenurilor stuficole. În cazul în care, în viitor, în urma amenajărilor existente şi a celor ce se vor mai executa, productivitatea terenurilor va creşte, ca urmare a lucrărilor de amenajare, potenţialul stuficol al Deltei va putea creşte în consecinţă.

## 3. ELEMENTELE HIDROLOGICE ALE DELTEI DUNĂRII[8]

### 3.1. CARACTERISTICILE GENERALE ALE SCURGERII APELOR PE BRAŢELE DUNĂRII ÎN DELTĂ, ÎN REGIM NATURAL

3.1.1. **Regimul nivelurilor.** Variaţia nivelurilor pe braţele principale este determinată de doi factori importanţi: variaţiile debitului la Ceatal Ismail şi oscilaţiile nivelului Mării Negre.

Procesele de formare a scurgerii în timpul anului în bazinul Dunării se reflectă în variaţia nivelurilor în Deltă. Din analiza hidrografelor nivelurilor pe o perioadă de 40 ani (1921—1960) se constată că aproape în fiecare an apar faze de regim cu următoarele mărimi caracteristice : minimul de iarnă, maximul de iarnă, minimul de primăvară, maximul de primăvară-vară, minimul de vară-toamnă şi maximul de toamnă. În fig. XXIII.3 se prezintă hidrograful tip la postul Tulcea cu indicarea datelor medii

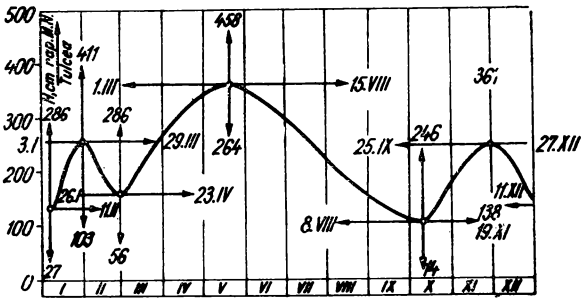



Fig. XXIII.3. Hidrograful tip la postul Tulcea (I.S.C.H. : Monografia hidrologică).

şi extreme de producere a nivelurilor caracteristice pe faze de regim precum şi valorile medii şi extreme ale acestor nivelări.

În zonele din aval, nivelurile maxime apar de obicei în lunile aprilie şi mai, dar pot apărea şi în perioada de iarnă ca urmare a acţiunei vînturilor puternice din acest sezon.

În baza analizei statistice, în tabelele XXIII.6 şi XXIII.7 se indică, în procente, probabilitatea de apariţie a nivelurilor maxime şi respectiv minime în cursul lunilor anului.

*Tabelul XXIII.6*

**Probabilitatea de apariţie a nivelurilor maxime anuale, în procente**

| Postul | LUNILE | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *I* | *II* | *III* | *IV* | *V* | *VI* | *VII* | *VIII* | *IX* | *X* | *XI* | *XII* |
| Ceatal Ismail | 10,0 | 5,0 | 12,5 | 15,0 | 25,0 | 12,5 | 17,5 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Ismail | 5,0 | 12,5 | 5,0 | 17,5 | 35,0 | 10,0 | 10,0 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 2,5 |
| Vîlcov | 15,0 | 10,0 | 7,5 | 7,5 | 25,0 | 5,0 | 2,5 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 25,0 |
| Tulcea | 5,0 | 10,0 | 10,0 | 12,5 | 35,0 | 12,5 | 12,5 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Sulina | 12,5 | 12,5 | 5,0 | 10,0 | 17,5 | 12,5 | 7,5 | 0 | 2,5 | 0 | 5,0 | 15,0 |

*Tabelul XXIII.7*

**Probabilitatea de apariţie a nivelurilor minime anuale, în procente**

| Postul | LUNILE | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *I* | *II* | *III* | *IV* | *V* | *VI* | *VII* | *VIII* | *IX* | *X* | *XI* | *XII* |
| Ceatal Ismail | 20,0 | 12,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 15,0 | 32,5 | 15,0 | 5,0 |
| Ismail | 12,5 | 12,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2,5 | 20,0 | 30,0 | 15,0 | 7,5 |
| Vîlcov | 12,5 | 15,0 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2,5 | 7,5 | 32,5 | 17,5 | 10,0 |
| Tulcea | 17,5 | 12,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2,5 | 12,5 | 40,0 | 10,0 | 5,0 |
| Sulina | 17,5 | 17,5 | 5,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2,5 | 10,0 | 17,5 | 15,0 | 15,0 |

O caracterizare a variaţiilor multianuale ale nivelurilor poate fi făcută prin curbele de asigurare ale acestora. În tabelele XXIII.8 şi XXIII.9 se dau nivelurile maxime respectiv medii şi minime de diferite asigurări pe faze de regim la posturile de pe braţele principale (în cm.r.M.N.).

Nivelurile pe braţe, mai ales în zona de vărsare, sînt influenţate şi de acţiunea vîntului. Vînturile cele mai frecvente care produc scăderi de niveluri sînt cel de N—NV şi NV. La ape mari, variaţia de scurtă durată a nivelurilor, datorită vînturilor, se simte pe distanţă mai scurtă de la vărsare spre interior (20—25 km). La ape medii şi mici, această variaţie uneori depăşeşte spre amonte jumătatea Deltei. Mărimile creşterilor de niveluri la guri poate depăşi 60 cm, iar a descreşterilor 50 cm. Pe baza extrapolării datelor existente se poate aprecia că la asigurarea de 1% mărimea creşterii de niveluri la guri, la viteze ale vîntului de circa 30 m/s, poate ajunge la 80 cm.

3.1.2. **Regimul debitelor.** Regimul scurgerii apei prin Deltă depinde de regimul Dunării la vîrful deltei şi de rolul regularizator îndeplinit de interiorul Deltei (tabelul XXIII.10).

Debitele medii anuale, în perioada 1921—1960 au oscilat între 3 950 $m^3/s$ şi 9 410 $m^3/s$. Debitul mediu multianual este de 6 300 $m^3/s$.

Debitele caracteristice de diferite asigurări la vîrful Deltei, sînt date în tabelul XXIII.11. Debitele respective nu conţin corecţia Kriţki şi Menkel care la debite maxime de 1% asigurarea este de circa 1 000 $m^3/s$. Debitul maxim din anul 1897 are o valoare probabilă de 17 000—18 000 $m^3/s$ şi corespunde unei asigurări de circa 0,2—0,4%, (tabelul XXIII.12).

Debitul mediu de aluviuni în suspensie este de circa 2 140 kg/s sau 67,5 milioane tone pe an. Turbiditatea medie este de circa 340 $g/m^3$. Variaţia de la an la an a volumelor de aluviuni în suspensie este mai mare decît variaţia corespunzătoare a debitelor lichide. Astfel, în anul 1941, cantitatea de aluviuni (162 500 000 t) a fost de 8,2 ori mai mare decît cantitatea transportată în anul 1921 (20 000 000 t). Debitele de aluviuni în suspensie se repartizează între braţele principale aproximativ în felul următor (în procente faţă de debitul Dunării la vîrful Deltei): Chilia 66%, Tulcea 34%, Sulina 14,5%, Sf. Gheorghe 19,5%.

*Tabelul XXIII.8*

**Nivelul maxim de diferite asigurări în regim natural de scurgere, în cm, rap. M.N.**

| Brațul | Postul | Poziția M = milă | Perioada și asigurarea | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Primăvara-vara | | | | Toamna | | | | Iarna | | | |
| | | | 1 | 5 | 10 | 20 | 1 | 5 | 10 | 20 | 1 | 5 | 10 | 20 |
| Tulcea — Sulina | Ceatal Ismail | M43+1 000 | 514 | 472 | 451 | 420 | 427 | 369 | 343 | 310 | 469 | 406 | 373 | 335 |
| | Tulcea | M38+1 100 | 490 | 451 | 430 | 405 | 408 | 354 | 328 | 298 | 450 | 390 | 358 | 322 |
| | Ceatal-Sf. Gheorghe | M33+1 350 | 440 | 407 | 386 | 367 | 370 | 323 | 300 | 274 | 404 | 354 | 325 | 297 |
| | Maliuc | M24 | 388 | 350 | 329 | 305 | 307 | 265 | 244 | 219 | 343 | 292 | 263 | 237 |
| | Gorgova | M22 | 359 | 320 | 300 | 278 | 280 | 242 | 222 | 200 | 312 | 266 | 240 | 216 |
| | Crișan | M12+800 | 296 | 250 | 228 | 203 | 206 | 168 | 149 | 132 | 238 | 193 | 166 | 145 |
| | Sulina — Port | Mo | 121 | 107 | 100 | 92 | 95 | 80 | 73 | 68 | 103 | 91 | 80 | 72 |
| Chilia | Ismail | km 92 | 470 | 429 | 407 | 378 | 380 | 320 | 299 | 270 | 429 | 353 | 325 | 291 |
| | Chilia nouă | km 47 | 335 | 285 | 262 | 232 | 240 | 194 | 177 | 159 | 252 | 214 | 194 | 172 |
| | Vîlcov | km 18 | 173 | 155 | 145 | 133 | 131 | 109 | 100 | 91 | 138 | 119 | 109 | 97 |
| Sf. Gheorghe | Pîrlita | km 99 | 400 | 370 | 351 | 334 | 337 | 292 | 272 | 248 | 366 | 322 | 295 | 269 |
| | Mahmudia | km 88 | 348 | 323 | 311 | 298 | 300 | 263 | 243 | 221 | 324 | 286 | 262 | 240 |
| | Uzlina | km 68 | 317 | 287 | 274 | 254 | 262 | 225 | 206 | 186 | 289 | 247 | 223 | 203 |
| | Dunavăț | km 54 | 249 | 223 | 214 | 202 | 205 | 175 | 158 | 142 | 226 | 191 | 173 | 158 |
| | Ivancea | km 20 | 131 | 116 | 112 | 103 | 107 | 89 | 81 | 73 | 119 | 97 | 89 | 81 |
| | Sf. Gheorghe | km 4 | 94 | 85 | 82 | 77 | 78 | 66 | 60 | 53 | 87 | 72 | 66 | 61 |

*Tabelul XXIII.9*

**Niveluri medii şi minime de diferite asigurări în regim natural de scurgere (în cm, rap. M.N.)**

| Braţul | Postul | Poziţia M = milă | Perioada şi asigurarea | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Medii | Minime | | | | | | | | | | | |
| | | | | Primăvara-vara | | | | Toamna | | | | Iarna | | | |
| | | | 50 | 80 | 90 | 95 | 99 | 80 | 90 | 95 | 99 | 80 | 90 | 95 | 99 |
| Tulcea — Sulina | Ceatal Ismail | M43+1 000 | 233 | 99 | 77 | 58 | 35 | 64 | 50 | 38 | 22 | 76 | 53 | 32 | 14 |
| | Tulcea | M38+1 100 | 226 | 96 | 74 | 56 | 34 | 56 | 42 | 30 | 18 | 74 | 51 | 35 | 16 |
| | Ceatal-Sf. Gheorghe | M33+1 350 | 208 | 89 | 69 | 52 | 32 | 52 | 38 | 28 | 17 | 69 | 48 | 33 | 15 |
| | Maliuc | M24 | 167 | 70 | 55 | 44 | 26 | 41 | 28 | 20 | 10 | 49 | 30 | 22 | 9 |
| | Gorgova | M22 | 152 | 64 | 50 | 40 | 24 | 38 | 25 | 18 | 9 | 45 | 38 | 20 | 8 |
| | Crişan | M12+800 | 103 | 50 | 41 | 32 | 18 | 30 | 19 | 12 | 5 | 36 | 21 | 14 | 4 |
| | Sulina-Port | Mo | 49 | 27 | 22 | 18 | 11 | 17 | 11 | 8 | 4 | 20 | 12 | 9 | 3 |
| Chilia | Ismail | km 92 | 204 | 88 | 69 | 53 | 34 | 50 | 40 | 33 | 18 | 68 | 48 | 34 | 15 |
| | Chilia Nouă | km 47 | 114 | 40 | 28 | 20 | 9 | 21 | 18 | 11 | 4 | 35 | 24 | 15 | 6 |
| | Vîlcov | km 18 | 68 | 28 | 19 | 12 | 2 | 14 | 8 | 0 | −2 | 24 | 16 | 9 | 1 |
| Sf. Gheorghe | Pîrlita | km 99 | 186 | 78 | 59 | 44 | 25 | 44 | 31 | 22 | 12 | 59 | 40 | 26 | 10 |
| | Mahmudia | km 88 | 164 | 66 | 49 | 35 | 18 | 35 | 23 | 15 | 6 | 49 | 31 | 19 | 4 |
| | Uzlina | km 68 | 142 | 60 | 44 | 30 | 13 | 30 | 18 | 10 | 1 | 44 | 26 | 14 | − 1 |
| | Dunavăţ | km 54 | 107 | 44 | 31 | 21 | 8 | 21 | 12 | 6 | − 1 | 32 | 18 | 9 | − 3 |
| | Ivancea | km 20 | 55 | 18 | 12 | 7 | 1 | 7 | 2 | − 1 | − 4 | 12 | 5 | 1 | − 6 |
| | Sf. Gheorghe | km 4 | 43 | 10 | 1 | − 7 | −16 | − 7 | −15 | −20 | −24 | 0 | −10 | −16 | −27 |

*Tabelul XXIII.10*

**Debitele Dunării la vîrful Deltei raportate la nivelurile de la mira Tulcea, în perioada anilor 1921—1960**

| Nivelul apei la mira Tulcea | Debitul total la Ceatalul Ismail |
|---|---|
| cm, mină | $m^3/s$ |
| —0,50 | 1 250 |
| —0,45 (1921) | 1 350 |
| 0 | 2 250 |
| 50 | 3 350 |
| 100 | 4 430 |
| 150 | 5 600 |
| 200 | 6 820 |
| 250 | 8 150 |
| 300 | 9 600 |
| 350 | 11 500 |
| 400 | 14 050 |
| 447(1897) | 17 100 |
| 450 | 17 300 |

*Tabelul XXIII.11*

**Debitele caracteristice de diferite asigurări la vîrful Deltei**

| | Debitele | Debitele de diferite asigurări, m³/s | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1% | 3% | 5% | 10% | 25% | 50% | 75% | 90% | 95% | 97% | 99% |
| Maxime | De iarnă | 13 000 | 11 500 | 10 600 | 9 600 | 8 100 | 6 600 | 5 400 | 4 500 | 4 100 | 3 800 | 3 300 |
| | De primăvară | 15 700 | 14 000 | 13 200 | 12 300 | 10 700 | 9 500 | 8 200 | 7 400 | 6 900 | 6 600 | 6 100 |
| | De toamnă | 10 800 | 9 900 | 9 400 | 8 700 | 7 600 | 6 500 | 5 400 | 4 500 | 4 100 | 3 700 | 3 200 |
| | Anuale | 15 900 | 14 400 | 13 700 | 12 700 | 11 200 | 9 800 | 8 600 | 7 700 | 7 200 | 6 900 | 6 400 |
| Medii anuale | | 9 800 | 8 900 | 8 600 | 7 900 | 7 000 | 6 200 | 5 400 | 4 800 | 4 500 | 4 300 | 3 900 |
| Minime | De iarnă | 8 800 | 7 500 | 6 800 | 5 900 | 4 700 | 3 600 | 2 800 | 2 200 | 1 900 | 1 750 | 1 450 |
| | De primăvară | 9 300 | 8 100 | 7 400 | 6 500 | 5 400 | 4 200 | 3 400 | 2 800 | 2 400 | 2 200 | 1 900 |
| | De vară-toamnă | 6 700 | 5 800 | 5 300 | 4 700 | 3 900 | 3 050 | 2 500 | 2 000 | 1 750 | 1 600 | 1 350 |
| | Anuale | 5 900 | 5 100 | 4 700 | 4 100 | 3 400 | 2 700 | 2 200 | 1 750 | 1 550 | 1 400 | 1 200 |

*Tabelul XXIII.12*

**Repartiția debitului Dunării între brațele principale, în perioada anilor 1958—1960**

| Debitul Dunării $m^3/s$ | $\frac{Q_{Chilia}}{Q_{Dunăre}}$ | $\frac{Q_{Tulcea}}{Q_{Dunăre}}$ | $\frac{Q_{Sulina}}{Q_{Dunăre}}$ | $\frac{Q_{Sf.\ Gheorghe}}{Q_{Dunăre}}$ | $\frac{Q_{Sulina}}{Q_{Tulcea}}$ | $\frac{Q_{Sf.\ Gheorghe}}{Q_{Tulcea}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 000 | 0,625 | 0,375 | 0,177 | 0,198 | 0,471 | 0,529 |
| 5 000 | 0,625 | 0,375 | 0,173 | 0,202 | 0,461 | 0,539 |
| 7 000 | 0,625 | 0,375 | 0,167 | 0,208 | 0,446 | 0,554 |
| 10 000 | 0,625 | 0,375 | 0,155 | 0,220 | 0,413 | 0,587 |

## 3.2. DATE CU PRIVIRE LA SCURGEREA APELOR ÎNTRE BRAȚELE DUNĂRII, PESTE TERENURILE STUFICOLE, ÎN REGIM NATURAL

Fenomenul scurgerii apelor în interiorul Deltei este deosebit de complex. Într-o situație hidrologică concretă în interiorul Deltei se găsesc mai multe depresiuni și fiecare are în general un regim hidrologic specific. Pentru același nivel, pe brațele principale situația hidrologică din interiorul Deltei în general este diferită depinzînd de fazele de regim (creștere sau descreștere).

Din analiza în paralel a nivelurilor pe brațe și în interior s-a observat că în general nu există o corelație unică între nivelurile zilnice simultane din bălți și cele de pe brațe deoarece bălțile au un efect compensator. Hidrograful nivelurilor în interior este de regulă mai aplatisat decît cel de pe brațe. În [8] se dau totuși unele legături corelative aproximative între nivelurile de pe brațe și cele din interior.

Urmărind procesul inundabilității după momentul apariției viiturii, se constată că pe măsura creșterii nivelurilor pe brațe, interiorul începe să se umple cu apă prin canalele de legătură. În această fază, la multe unități naturale, umplerea se face intens și prin canalele din partea aval. După depășirea grindurilor, umplerea se face mult mai repede, dinspre amonte înspre aval, gîrlele din aval începînd să evacueze apa.

La viituri mari, cînd aproape toată Delta este inundată, se produce o scurgere generală prin Deltă, izoliniile nivelurilor maxime avînd un aspect parabolic cu vîrfurile axate pe canalul Sulina, unde, pe același profil transversal, cotele sînt mai înalte decît în punctele corespunzătoare de pe celelalte brațe.

În partea amonte a Deltei, zona interioară, care în condiții naturale participă cel mai activ la scurgerea apelor mari prin Deltă, este unitatea Sireasa-Șontea, prin care se poate descărca un debit de ordinul a 1 500 $m^3/s$ la debite pe Dunărea unică de ordinul a 15 000 $m^3/s$.

După trecerea vîrfului viiturii, pe măsura scăderii nivelurilor, grindurile ies la suprafață, compartimentînd interiorul Deltei. În funcție de legăturile depresiunilor cu exteriorul, care sînt diferite de la o unitate la alta, nivelurile în depresiuni își pierd continuitatea.

### 3.3. CONSIDERAȚII ASUPRA REGIMULUI MODIFICAT DE SCURGERE

Valorificarea complexă a Deltei implică îndiguirea unor importante suprafețe pentru apărarea lor împotriva inundațiilor necontrolate. Executarea acestor îndiguiri modifică regimul de scurgere la ape mari, pe de o parte datorită strangulării secțiunii de scurgere, iar pe de altă parte datorită sporului de debit scurs pe brațe ca urmare a dezatenuării. Ambele fenomene conduc la supraînălțări ale nivelurilor față de regimul natural: strangularea secțiunii de scurgere produce remuu în spre amonte, iar dezatenuarea produce sporuri de debite spre aval.

În întreaga zonă a Deltei factorii hidrologici și morfologici vor fi afectați în măsură mai mare sau mai mică. La acest efect, determinat de îndiguirile din Deltă, trebuie adăugat și efectul de dezatenuare produs prin îndiguirile din lunca Dunării. Modificările regimului de scurgere la ape mari sînt strict legate de schema generală de amenajare și fiecărei variante de schemă îi corespunde un anumit regim de scurgere.

Calculele și experimentările efectuate au arătat că prin îndiguirea totală a interiorului Deltei se produce o supraînălțare a nivelului pe Dunăre la Ceatalul Ismail de ordinul a 1,60—1,80 m. Pentru reducerea acestor supraînălțări sînt indicate soluții cu îndiguiri parțiale și cu prevederea posibilității de descărcare parțială a apelor mari prin anumite zone din Deltă.

Problema determinării regimului modificat de scurgere prin Deltă, în cazul unor scheme parțiale de îndiguire sau cu prevedere de descărcători de ape mari, este foarte complexă și este indicat să fie studiată pe modele.

Executarea de baraje de acumulare și prelevări de cantități mari de apă în bazinul Dunării aduc de asemenea modificări ale regimului de scurgere.

Proiectarea lucrărilor din Deltă trebuie făcută în ipoteza unor anumite scheme hidrotehnice de amenajare pentru care trebuie determinate elementele regimului modificat.

## 4. PRINCIPII DE AMENAJARE

Amenajările stuficole au drept scop să creeze terenului stuficol cele mai bune condiții pentru producerea unei recolte de stuf anuale cît mai bogate, mai uniforme și mai curate, cu un caracter cît mai apropiat de o monocultură și să pună la dispoziție beneficiarului condițiile cele mai favorabile pentru asigurarea recoltării, strîngerii, depozitării și expedierii la consumatori a acestei recolte, în fiecare an, cu un procent maxim de mecanizare a muncii și cu o bună eficiență economică a exploatării.

Pentru obținerea acestor rezultate este necesară cunoașterea aprofundată științifică a plantei și a mediului în care trăiește și se dezvoltă cel mai bine în cadru natural, precum și cunoașterea mașinilor și agregatelor, cele mai potrivite diferitelor operații ale exploatării ca și a fluxurilor tehnologice care trebuie să înlănțuiască aceste operații.

Variația de producție de stuf se datorește multor factori dependenți de caracteristicile permanente locale dar ea se datorește și regimului hidrologic și hidroclimatic al anului respectiv și măsurii în care acest regim se transmite asupra zonei stuficole considerate.

Principiile constructive de amenajare au izvorît din necesitatea extinderii pe suprafețe cît mai mari a condițiilor care se produc în mod natural în cele mai bune zone stuficole și care înlesnesc dezvoltarea stufăriilor bune și foarte bune, precum și din asigurarea creerii comandate a acestor condiții în fiecare an.

Principiile de exploatare a amenajărilor rezultă din caracteristicile mijloacelor de mecanizare a muncilor de întreținere și recoltare care la rîndul lor sînt o funcție de condițiile de acces și de lucru create mașinilor și agregatelor prin lucrările de hidroameliorație. Terenurile amenajate trebuie să permită accesul și funcționarea acestor mașini și agregate în terenurile stuficole, fără degradarea fondului stuficol și fără uzarea la maximum a mașinilor.

## 4.1. ASIGURAREA CONDIȚIILOR OPTIME PENTRU DEZVOLTAREA STUFULUI

Condiția principală a dezvoltării unei stufării bune este stăpînirea circulației apei. Stuful are nevoie de apă proaspătă primăvara, bogată în săruri minerale, care trebuie să inunde terenul stuficol la un timp anumit și cu un ritm dat. Momentul inundării este hotărît, în fiecare an de stadiul vegetației, care este o funcție de condițiile hidroclimaterice ale sfîrșitului de iarnă și ale primăverii respective. Ritmul inundării este însăși ritmul de creștere al stufului pentru că o inundare prea rapidă îneacă cu o lamă de apă prea groasă suliga de stuf de pe terenurile joase.

În timpul verii stuful are nevoie de un volum de apă mare pentru a-și continua dezvoltarea. Această apă este bine să fie primenită într-o proporție cît mai mare; menținerea unui curent de primenire are și avantajul evitării dezvoltării excesive a florei caracteristice regimului de mlaștină. Această floră, care este în majoritate constituită din plante submerse, ar împiedica circulația apei și a vaselor pe rețeaua hidrografică. În stufării, flora însoțitoare este concurentă la hrană, din sol și din apă, iar la recoltarea stufului stînjenește tăierea și mai ales legarea maldărilor de stuf.

Toamna, după terminarea ciclului vegetativ al plantei, maturizarea și uscarea stufului se poate grăbi prin golirea terenurilor stuficole și menținerea lor în uscat un timp anumit. În această perioadă expunerea la aer a terenului stuficol, mai ales după recoltarea lui, face posibilă acțiunea aerului asupra solului pentru remineralizarea lui.

Odată cu apariția suligilor tinere și uneori chiar înainte, este bine să se ia măsuri de protejare a acestora împotriva înghețului, cînd este cazul (geruri puternice cu sol desgolit, fără apă și fără zăpadă).

Circulația apei care corespunde celor mai favorabile condiții de creștere și dezvoltare a stufului nu se realizează în natură decît parțial, numai pe anumite zone și aceasta cu o frecvență care nu poate asigura alimentarea regulată cu materie primă a unui combinat industrial. S-a stabilit că metoda cea mai indicată de obținere a unei circulații comandate a apei este amenajarea terenurilor stuficole prin îndiguire și prevederea lor cu lucrările hidrotehnice necesare.

În Delta Dunării aceasta este posibil tehnic și economic în partea amonte. În Delta maritimă acest fel de amenajare nu este indicat. Acolo se vor putea satisface numai parțial principiile de amenajare, prin realizarea unei rețele hidrografice judicioase, fără comandarea circulației sau a nivelului apei.

## 4.2. ASIGURAREA CONDIȚIILOR PENTRU RECOLTAREA MECANIZATĂ A STUFULUI ȘI TRANSPORTUL STUFULUI LA DEPOZITE

Terenurile stuficole amenajate din punct de vedere biologic cît și administrate astfel încît producția lor de stuf să se îmbunătățească cantitativ și calitativ, trebuie recoltate în întregime, în fiecare an. Perioada de recoltare este cuprinsă între luna noiembrie, cînd stufuI în picioare pe teren și-a scăzut umiditatea sub 40% și luna februarie — martie, cînd suliga nouă de stuf este ieșită din sol pe aproape toate categoriile de terenuri și riscă să fie distrusă prin călcare cu orice tip de mașini și agregate. Uneori, cînd iarna este blîndă și primăvara caldă și timpurie, este preferabil ca recoltarea să se termine mai devreme, pentru a evita călcarea terenurilor, chiar cu utilaje ușoare căci suliga poate ieși din pămînt în cursul iernii.

În terenurile amenajate prin îndiguire, se asigură condițiile de recoltare prin alegerea unui hidrograf interior, corespunzător lunilor de iarnă, în funcție de caracteristicile utilajelor de recoltare și transport la depozit și de procesele tehnologice care urmează a se folosi în exploatare. La recoltarea pe uscat, terenurile se desecă și se lasă în uscat cît mai mult posibil pentru a reduce la maximum efectul negativ al călcării terenului, asupra rizomilor stufului. După tăierea și scoaterea stufului, terenul poate fi menținut în uscat sau într-o stare de umiditate parțială, apropiată de umiditatea de cîmp a terenului respectiv, ori poate fi inundat parțial, cu un strat de apă mai înalt sau mai redus, după necesitate, cu rol de protecție termică.

În terenurile amenajate fără îndiguire, pentru asigurarea tăierii și scoaterii stufului se construesc numai căi de acces, pe apă (tăieri de canale) sau pe teren uscat în mod natural ori pe teren tare acoperit cu un strat mic de apă (prin alegerea unor drumuri pentru care nu se prevăd alte amenajări decît călcarea vegetației). Drumurile prevăzute, în toate cazurile, trebuie să lege fiecare zonă de recoltare de depozitele aferente și ceea ce este cel mai important, să fie strict respectate în exploatare. Acest lucru este uneori neglijat, pentru că pe terenurile moi circulația este anevoioasă cu toate tipurile de mașini și conducătorii acestora au în permanență tendința de a merge mereu pe lîngă drumul stabilit călcînd noi suprafețe pe care circulația este mai ușoară. Aceasta este valabil și pentru drumurile din terenurile amenajate prin îndiguire și exploatate în uscat, prin desecare. În felul acesta se distruge mari cantități de stuf.

## 4.3. DEPOZITAREA STUFULUI

Atît în terenurile amenajate prin îndiguire cît și la cele amenajate în regim de scurgere liberă, depozitarea stufului recoltat se face pe platforme de pămînt special amenajate.

În interiorul incintelor îndiguite și mai ales la cele cu diguri înalte, cu o frecvență de inundare foarte redusă, cota platformelor s-ar putea face mai redusă, neinundarea lor putînd să se refere la cota de reținere din incintă și nu la cotele apelor maxime din exterior. S-a convenit însă ca aceste platforme să fie executate totuși la aceeași cotă ca și platformele din Delta maritimă, pentru a feri de inundare depozitul de stuf în cazul în care incinta îndiguită ar fi inundată de apele mari, la cota din Dunăre, prin eventuala rupere a unor diguri.

Suprafața platformelor este calculată după cantitatea de stuf ce se scontează a se recolta din zona deservită.

Amplasamentul platformelor este hotărît astfel încît distanțele medii de transport ale stufului să fie cît mai mici și să nu depășească 2,00—2,50 km.

Ele trebuie așezate astfel încît să fie adiacente unui canal de circulație, să aibă posibilitatea executării dintr-un pămînt bun din imediată vecinătate și pe cît posibil să fie așezate pe un sol cît mai bun, cu conținut vegetal redus și cu coeficienți de tasare acceptabili. Toate aceste condițiuni sînt greu de satisfăcut în mod simultan, mai ales în Delta maritimă, unde majoritatea terenurilor sînt constituite din prafuri neconsistente, cu un conținut mare de materie organică.

Din cauza lipsei de pămînt în Deltă și a procesului tehnologic de execuție a terasamentelor în umplutură, uneori destul de complicat, costul acestora este ridicat. La alegerea cotei platformelor se ține seama de faptul că o inundare a unei platforme încărcate cu stive de stuf poate degrada numai o parte din acesta, care se găsește la baza stivelor și numai dacă timpul este călduros și dacă stivele nu au fost desfăcute și transportate iar stufui nu a fost dat în consum un timp mai îndelungat de cît 2 — 3 luni. În caz contrar stufui inundat poate fi recuperat, ca și în cazul în care stufui inundat ar fi destivuit, întins la aer pentru uscare și apoi restivuit. Acest lucru este însă mai greu de realizat pentru că pe o platformă plină sau aproape plină nu este loc pentru această operație, care are și defectul că ridică prețul de cost al stufului.

Încărcarea specifică pentru platforme de stuf așezat în stive variază între 150 —300 kg/m², în funcție de forma și înălțimea stivelor, care depinde de tipul utilajelor disponibile pentru stivuire.

## 4.4. EVACUAREA DEPOZITELOR ȘI TRANSPORTUL STUFULUI

Toate platformele trebuie să aibă asigurat accesul vaselor de stuf la încărcare cu posibilități de încrucișare sau de depășire.

Alegerea dimensiunilor platformelor se face ținînd seama și de dimensiunile minime cerute de posibilitatea de lucru și manevră a utilajelor care stivuiesc, destivuiesc și balotează apoi restivuiesc și însfîrșit destivuiesc, transportă la mal și încarcă la vas. Aceste operații se fac cu utilaje pe șenile sau pe pneuri, iar încărcarea la vase se preconizează a se face cu macarale plutitoare. Înlănțuirea operațiilor și așezarea utilajelor determină fluxul tehnologic al muncilor în depozite și dimensiunile platformelor care trebuie să asigure capacitatea totală de depozitare dată și posibilitatea de execuție fizică a terasamentelor, în condițiile locale ale fiecărei platforme.

Se menționează că în locurile în care execuția platformelor este deosebit de dificilă în anumite cazuri, limitate numeric, se poate renunța la ele, căci o parte din stuf se poate evacua chiar în timpul campaniei de recoltare. Numărul, capacitatea lor de depozitare și amplasamentul acestora rezultă pe bază de calcul și constitue o operațiune de proiectare propriu-zisă.

## 4.5. PROBLEME DE AMENAJARE COMPLEXĂ ȘI COOPERARE ÎNTRE FOLOSINȚE

Condițiile naturale din Delta Dunării diferă sensibil de alte regiuni ale țării.

Pentru a se realiza o valorificare rațională a potențialului economic al Deltei este necesar ca lucrările de amenajare să fie concepute astfel încît să poată deservi, în

condițiile cele mai favorabile, diferite folosințe, iar exploatarea să se facă în mod organizat, folosindu-se la maximum posibilitățile de cooperare între folosințe.

La realizarea amenajărilor din Deltă și la organizarea exploatării este indicat să se țină seama de o serie de aspecte caracteristice.

Procesele evolutive relativ rapide care se petrec în Deltă, atît în mod natural cît și ca urmare a activității omului, ridică, mai pregnant decît în alte zone, problema posibilității transformării în timp a modului de folosire a terenului. Pe măsura colmatării aluvionare și organice a fundului depresiunilor deltaice și avansării procesului de solificare, folosința piscicolă sau stufopiscicolă poate fi treptat înlocuită prin folosința agricolă sau silvică. Amenajările stufopiscicole și piscicole, mai ales în Delta fluvială, trebuie astfel concepute ca trecerea eventuală în viitor a unor terenuri în folosință agricolă să se poată face relativ ușor cu cheltuieli suplimentare minime. În ipoteza unei astfel de modificări succesive a folosirii terenului, lucrările principale de amenajare care ar putea fi menținute în mare parte, dacă se proiectează judicios de la început, sînt: digurile, rețeaua de canale, stațiile de pompare, unele lucrări hidrotehnice de admisie și evacuare, unele lucrări de navigație, liniile de energie electrică, centrele de producție.

Un alt aspect caracteristic este folosirea concomitentă a aceleeași suprafețe de către două folosințe diferite : stuficultura și piscicultura. Este evident că astfel de amenajări, trebuie concepute ca să satisfacă în cea mai mare măsură condițiile tehnologice de exploatare pentru ambele folosințe.

Lucrările care compun schema hidrotehnică de ansamblu (diguri, amenajări pentru evacuarea apelor mari, lucrări de acces și evacuare a apei în anumite zone, rețelele de canale care deservesc mai multe folosințe ș.a.) trebuie studiate în cadrul amenajării de ansamblu a Deltei, iar realizarea lor trebuie făcută în mod organizat, urmărindu-se ca lucrările care produc unele efecte defavorabile (de exemplu îndiguirile care produc suraînălțări de nivel) să fie executate pe cît posibil corelat cu lucrările care echilibrează total sau parțial efectul defavorabil (lucrări de apărare sau de descărcare a apelor mari).

De asemenea, în cadrul etapizării execuției, trebuie să se aibă în vedere ca în primele etape să se execute lucrările de amenajare complexă care produc un efect tehnic și economic maxim pentru ansamblul folosințelor pe care le deservesc. Odată cu o etapizare judicioasă a lucrărilor de amenajare complexă, este necesar să se asigure și participarea cu cote părți la investiții și cheltuieli anuale a tuturor folosințelor beneficiare ale acestor lucrări și să se execute lucrările de amenajare specifice fiecărei folosințe deservite de lucrările complexe pentru obținerea efectului economic maxim.

O bună cooperare între folosințe trebuie asigurată și în problema exploatării și întreținerii lucrărilor de interes comun din cadrul schemei hidrotehnice complexe. Modul de participare la întreținerea și exploatarea lucrărilor complexe trebuie reglementat în cadrul unor regulamente sau în alte acte normative.

O problemă specială în Delta Dunării o constituie transporturile. Lipsa aproape totală a căilor de comunicație terestră în interiorul Deltei face ca transporturile să se efectueze în mod preponderent pe calea apei. Îmbunătățirea situației transporturilor se poate realiza pe de o parte prin creearea în interiorul Deltei a unei rețele sistematizate de canale cu rol principal de transport și a unei rețele de drumuri care să completeze rețeaua de transport pe apă, iar pe de altă parte prin asigurarea parcului necesar de mijloace de transport.

Realizarea celor două rețele de căi de comunicație se poate face treptat, prin extinderea rețelelor existente, însă în cadrul unei scheme generale sistematizate a căilor

de transport din Deltă. Fiind o problemă de interes comun pentru mai multe folosinţe este necesar ca rezolvarea ei să se facă prin contribuţia diferitelor folosinţe interesate atît în ceea ce priveşte investiţiile cît şi cheltuielile anuale.

Cooperarea între folosinţe în problema transporturilor poate fi realizată şi sub forma folosirii cît mai judicioase a parcului de mijloace de transport şi a atelierelor de reparaţii.

În cadrul exploatării judicioase a mijloacelor de transport trebuie luată în consideraţie şi posibilitatea folosirii alternative de către mai multe folosinţe a unor maşini a căror indice de utilizare este foarte scăzut în cadrul unei singure folosinţe. De exemplu, unele tractoare cu remorci folosite iarna la transportul stufului ar putea fi utilizate în alte perioade ale anului la transporturi agricole.

Decalajul vîrfurilor sezoniere de activitate la principalele folosinţe (piscicultura, stuficultura, agricultura, silvicultura) creează condiţii favorabile pentru o folosire mai completă a forţelor de muncă dependent însă de dezvoltarea echilibrată, în mod corespunzător, a folosinţelor.

Constituirea unor centre de producţie şi de ateliere de reparaţie care să deservească mai multe folosinţe ar putea constitui de asemnea un mod de cooperare.

Lista problemelor care pot fi rezolvate mai judicios prin tratarea lor complexă şi prin cooperare între folosinţe nu este epuizată cu cele enumerate pînă aici. Aceste probleme trebuie studiate mai adîncit, în continuare, pentru găsirea celor mai raţionale rezolvări.

## 5. TIPURI DE AMENAJARE ŞI SCHEME HIDROTEHNICE

Lucrările de amenajare stuficolă sînt diferite de la o mare regiune stuficolă la alta, în funcţie de un număr de caracteristici locale, din care sînt predominante cele referitoare la regimul hidrologic din cadrul natural şi la natura terenurilor. Astfel, în linii mari, condiţiile locale principale sînt foarte diferite în regiunile stuficole din Delta Dunării, faţă de cele din Delta Volgăi, din regiunea inundabilă stuficolă dintre Tigru şi Eufrat sau din regiunea inundabilă acoperită cu stufării din zona de vărsare a fluviului Brahmaputra. În Delta Dunării terenurile sînt în mare parte mocirloase, cu sol neformat, supuse unor inundaţii anuale de 2 — 4 m, cu creşteri regulate şi durată redusă.

În Delta Volgăi terenul este tare, argilos, foarte înalt şi este acoperit de inundaţii anuale de amploare redusă un timp scurt. În Mesopotamia, fluviul Tigru provoacă inundaţii mari dar scurte; terenul este consolidat şi uşor accesibil în toate perioadele cînd nu este inundat iar în zonele stuficole ale regiunilor de vărsare ale Brahmaputrei, terenurile sînt în general consolidate, avînd şi zone mocirloase dar de mărime mai redusă, totul supus unui regim de inundaţii catastrofale, cu amplitudini de 6—8 m şi de lungă durată în fiecare an, în sezonul musonului.

În toate cazurile însă, oricît de variate ar fi condiţiile locale predominante, amenajările stuficole pot fi de două feluri aşa cum s-a arătat şi mai înainte, şi anume, cu îndiguiri sau în regim liber de inundare.

## 5.1. AMENAJĂRI CU ÎNDIGUIREA TERENURILOR STUFICOLE

Acestea asigură posibilitatea de comandare a circulației apei, pînă la limita inundării peste diguri, în funcție de gradul de asigurare ales protejînd terenul amenajat de inundările întîmplătoare și reglînd intrarea și ieșirea apei din unitate, gravitațional sau mecanic, atît cantitativ cît și ca ritm de circulație.

Amenajarea cu îndiguire creează condiții bune biologice pentru stuf deci de refacere și eventual de sporire a fondului stuficol și asigură protecția fondului stuficol împotriva factorilor naturali inhibitori ca inundația primăvara la un nivel de apă prea înalt sau cu un ritm de inundare prea rapid, înghețul iarna fără un strat de apă protector termic etc.

Acest tip de amenajări facilitează recoltarea și transportul stufului la depozite, cu diferite tipuri de mașini și agregate, realizînd în campania de recoltare, în terenul stuficol, un regim de inundare sau un grad de desecare, după necesități.

Tipurile de utilaje folosite pot evolua cu timpul și eventual se pot schimba cu totul. De asemenea se pot accepta noi procese tehnologice chiar în cadrul folosirii acelorași utilaje. Dezvoltarea cercetărilor biologice poate să indice condiții îmbunătățite de circulație a apei.

În toate aceste cazuri, avantajul sistemului de amenajare prin îndiguire constă în posibilitatea modificării hidrografului interior al unității îndiguite, după nevoie.

Acest tip de amenajare prezintă teoretic cele mai bune premise de asigurare anuală a unor producții de stuf determinate. El este aplicat în Delta Dunării pe toate terenurile stuficole înalte, din partea amonte.

Sistemul nu are însă o practică în timp suficientă, la scară industrială, pentru a putea permite concluzii definitive și stabilirea unor indicatori tehnico-economici verificați. Aceasta va fi posibil numai după o perioadă de exploatare a unor zone complet amenajate.

5.1.1. **Componența generală a schemelor.** Pentru îndiguire se aleg unități naturale, înconjurate pe întreg conturul sau pe cea mai mare parte a acestuia de grinduri. Unitățile naturale pot fi mici cu o suprafață de 3 000 — 5 000 ha sau mari, cu o suprafață de 20 000 — 30 000 ha sau mai mult. Ele reprezintă individualități distincte din punctul de vedere al rețelei hidrografice și al circulației naturale a apei, avînd un caracter de oarecare independență reciprocă, independență care se poate adînci prin lucrări de hidroameliorație, legătura lor cu exteriorul fiind cea cu brațele Dunării.

Faptul că unitatea este înconjurată de teren mai înalt, ușurează execuția digurilor care vor avea un profil mai mic, un teren de fundație mai bun, un material de execuție al corpului digului mai bun și mai apropiat de amplasamentul lucrării, o tehnologie de execuție mai ușoară și deci și un cost mai redus.

Rețeaua hidrografică este grefată pe rețeaua naturală, care este dragată completată și reprofilată pentru a satisface condițiile de funcționare în regim comandat de circulație a apei.

La traversarea digurilor de către canalele principale de legătură dintre rețeaua hidrografică interioară și emisarul exterior, care este aproape întotdeauna unul din brațele Dunării, se prevăd lucrări hidrotehnice de artă (stăvilare, ecluze etc.).

Pentru completarea circulației comandate a apei, peste posibilitățile gravitaționale se prevăd, la fiecare unitate amenajată, stații de pompare care de obicei se comasează cu lucrarea de artă de la gura canalului respectiv, care comandă circulația gravitațională.

Pentru depozitarea stufului se prevăd **platforme tehnologice** şi în afară de acestea se mai construiesc platforme pentru amplasarea construcţiilor şi a centrelor de exploatare, a depozitelor de carburanţi şi lubrefianţi, a **atelierelor** mecanice de reparaţii şi a cantoanelor de întreţinere şi pază a lucrărilor (fig. XXIII.4).

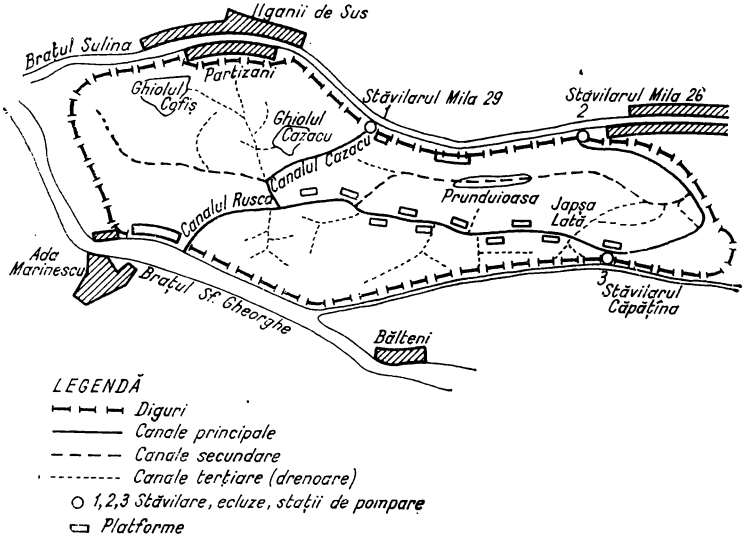



Fig. XXIII.4. Schema de amenajare **hidrotehnică** a unităţii stufo-piscicole Rusca din Delta Dunării, **realizată** în întregime.

5.1.2. **Modul de funcţionare.** Amenajarea prin îndiguire pune la dispoziţia organului de exploatare mijloacele necesare pentru crearea de condiţii favorabile creşterii stufului primăvara, maturizării lui în cursul verii, pentru favorizarea uscării lui toamna şi pentru recoltarea şi transportul stufului în depozit, iarna. Toate aceste condiţii se creiază prin reglarea comandată a circulaţiei apei în incinta stuficolă îndiguită.

În fig. XXIII.5 se reprezintă o formă de **hidrograf** interior într-o unitate **ipotetică** amenajată, care ar fi plasată în mijlocul regiunii Deltei superioare a Dunării, în raport cu hidrograful exterior mediu.

Pe axa înălţimilor sînt date cotele apei în raport cu nivelul Mării Negre *1* şi înălţimea stufului deasupra cotei medii a terenului, considerată în cazul din fig. XXIII.5 a fi de +1,00 *(2)*.

Pe scara lungimilor este trasat timpul, reprezentat în luni *3*. S-au trasat curba hidrografului mediu al emisarului exterior *4*, curba de creştere a stufului *5* şi curba hidrografului interior comandat *6*.

Primăvara, alimentarea cu apă se face în două etape :

— o etapă de scurtă durată *b* în care se umple reţeaua hidrografică şi se acoperă terenurile joase cu un strat de apă de 40 — 60 cm. Se va ridica într-o măsură oarecare şi nivelul pînzei de apă freatică din terenurile stuficole învecinate mai înalte;

— o a doua etapă, de mai lungă durată *c* în care admisia apei se face controlat zilnic şi în mod diferit de la o unitate amenajată la alta şi de la un an la altul, în funcţie de creşterea stufului. Admisia apei se face astfel încît să se alimenteze cu apă cît mai curînd terenurile stuficole înalte fără să se acopere însă stuful tînăr ieşit din

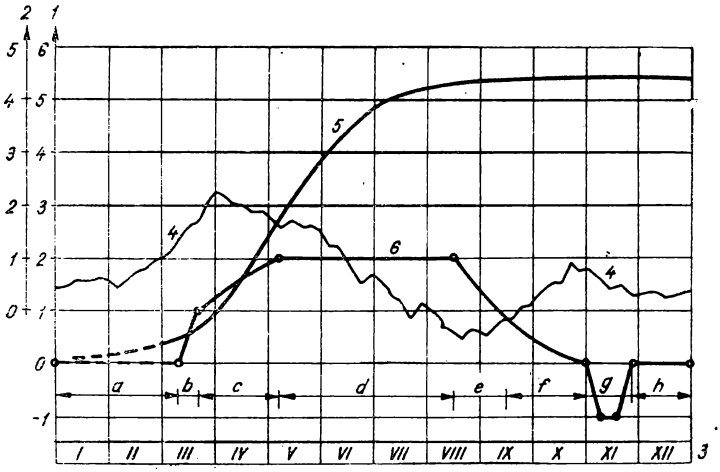



Fig. XXIII.5. Hidrograful exterior şi interior la o unitate stuficolă amenajată prin îndiguire.

pămînt pe terenurile stuficole joase cu un strat de apă mai mare de 20 — 30 cm. La începutul perioadei se satisfac greu ambele condiţii. Se va admite un strat de apă mai gros peste vîrfurile stufului de pe terenurile joase, dar nu mai mult de 50 — 60 cm, atîta vreme cît el mai poate creşte pe contul rezervei de hrană din rizomi, pentru a inunda şi marea majoritate a terenurilor stuficole mai înalte, dacă acestea există şi dacă starea vegetaţiei din primăvara considerată o impune.

Stuful continuă să crească pe contul asimilaţiei clorofiliene după ce iese cu vîrful din apă şi după ce scoate 2 — 3 frunze în aer. După ultimile cercetări creşterea se face şi în apă, dacă grosimea stratului de apă, peste vîrfurile stufului, nu depăşeşte 20 cm. Fără reglarea alimentării cu apă, stratul de apă ce ar acoperi stuful ar depăşi 1,50—2,00 m.

În timpul verii este necesar să se menţină cota de reţinere aleasă prin proiectare pentru ca stuful să se dezvolte în apă *d*. Din compararea curbelor din figura XXIII.5 se vede că stuful va avea, în medie, 1,00—1,60 m, în apă (partea din tulpină dezvoltată ca plantă de apă, cu rădăcini adventive) şi 3,00—3,50 m peste nivelul apei (partea din tulpină dezvoltată ca plantă aeriană, prevăzută cu frunze şi în vîrful căreia se dezvoltă spicul).

Menţinerea cotei de reţinere se face cu admisie permanentă de apă din afară, gravitaţional în prima perioadă şi prin pompare în perioada iunie-iulie-august, pentru a

suplini pierderile de apă din bazinul îndiguit datorită evaporaţiei de pe suprafeţele libere, infiltraţiilor prin diguri şi pe sub ele şi mai ales datorită consumului mare de apă al vegetaţiei. Evapotranspiraţia anuală, în perioada de vară, are valori variabile, în funcţie de insolaţie, de umiditatea atmosferică, de vînt etc. dar poate avea valori medii în stufăriile din Delta superioară a Dunării echivalente cu o coloană de apă de 80 — 120 cm şi uneori chiar mai mult. Admisia în unitate a volumului de apă de compensare are ca rezultat şi crearea unui curent de circulaţie a apei care, deşi de mică intensitate este foarte favorabil provocînd o mişcare a apelor pe întinsuri ceea ce împiedică alterarea apei din pricina căldurii şi creind un curent pe canale, care combate obturarea acestora prin dezvoltarea vegetaţiei submerse.

În această perioadă de timp rolurile îndiguirii şi ale circulării comandate a apei sînt de a nu inunda cu apă în prima parte a perioadei terenuri nestuficole amplasate peste cota de reţinere şi de a nu lăsa fără apă terenurile stuficole înalte în a doua parte a perioadei.

Toamna, în perioada 15 august — 31 octombrie, se face golirea de apă a incintei îndiguite. Uscarea terenului va uşura grăbirea terminării vegetaţiei stufului, uscarea lui în picioare pe teren, precum şi mărirea portanţei solului pentru a uşura accesul şi condiţiile de lucru ale maşinilor şi agregatelor fără a distruge prin călcare sau prin zdrobire, rizomii de stuf.

În prima etapă *e* evacuarea apei se face gravitaţional iar în a doua *f* prin pompare. Evacuarea apei se face la o cotă diferită de la o unitate la alta; în general se face golirea la nivelul mării.

În această perioadă de timp rolul amenajării este mai important decît în tot restul anului, pentru că se pregăteşte şi favorizează recoltarea mecanizată a stufului, avînd în acelaşi timp şi implicaţii favorabile de ordin biologic asupra capacităţii de producţie a terenului, pentru anul următor. Golirea terenurilor la aceste cote nu se face în cadru natural decît în cazuri excepţionale şi nu durează în timp.

Iarna, în perioadele *g-h-a* se face recoltarea stufului şi transportul la depozitele de pe platformele special construite. În prima parte a acestei perioade se face şi pescuitul radical, pentrucă amenajările stuficole prin îndiguire sînt întotdeauna amenajări stufo-piscicole; de aceea, în majoritatea cazurilor, cînd este vorba de o piscicultură intensivă se goleşte unitatea de toată apa rămasă în funduri de ghioluri şi pe reţeaua hidrografică, la cote foarte joase, de —1,00 m rap. M.N. *g* sau şi mai mult, în vederea prinderii răpitorilor.

Este bine, ori de cîte ori se poate, ca recoltarea stufului să se termine pînă la finele anului, adică în perioadele notate cu *g — h*. Aceasta din pricină că iarna se dezvoltă suliga care este bine să nu fie călcată de utilaje şi să fie, pe cît posibil, ocrotită de îngheţ prin acoperire cu un strat de apă. De aceea, în perioada notată cu *a* linia hidrografului comandat a fost trasată punctat. Ea poate rămîne pe cota de desecare pînă în orice moment în care starea vegetaţiei din anul considerat şi stadiul recoltării şi scoaterii stufului, pot permite începerea alimentării din etapa *I*, adică efectuarea perioadei notate cu *b* pentru campania anului următor.

În perioada de iarnă, amenajarea are deci rolul să protejeze recoltarea de invadarea terenului cu ape care ar opri accesul maşinilor în stufării şi să creeze condiţii biologice de pregătire a terenului pentru producţia următoare şi de dezvoltare şi adăpostire a suligii de iarnă şi de primăvară timpurie.

În afara acestor probleme principale, rezolvate de modul de funcţionare al amenajărilor prin îndiguire, sînt încă numeroase probleme de amănunt, care se soluţionează pentru fiecare regiune în parte. Aşa sînt de pildă problemele legate de reducerea curen-

tului de circulație a apei, mai ales în perioada de alimentare, întrucît vitezele mai mari ca 0,20 m/s apleacă și încurcă stufu, de reducerea și localizarea aluviunilor sau de împiedicarea distrugerii terasamentelor.

Trebuie reținut că hidrograful interior al unităților amenajate prin îndiguire poate fi îmbunătățit necontenit:

— din punct de vedere biologic, prin studii și experimentări care ar dovedi că anumite zone ale hidrografului ar trebui grăbite sau întîrziate sau că anumite cote trebuie sporite sau micșorate;

— din punct de vedere tehnologic, în funcție de caracteristicile și parametrii utilajelor de mecanizare a recoltării și transportului stufului pe platforme. Astfel, timpul de desecare de iarnă poate fi eventual redus, ieftenind costurile de producție, dacă se pot folosi utilaje care nu produc nici o traumatizare chiar pe terenuri moi, sau utilaje plutitoare, ori mixte.

În toate cazurile, modificările hidrografului și adaptările lui la nevoile biologice și tehnologice corespunzătoare ultimilor descoperiri științifice și tehnice, în favoarea asigurării producerii și recoltării unei cantități de stuf cît mai mari de pe un teren dat și la un preț de cost cît mai scăzut, rămîne o problemă tehnologică de exploatare. Aceasta pentru că amenajările astfel concepute pun la dispoziție exploatării mijloace hidrotehnice necesare pentru reglarea circulației apei, de la un loc la altul, și de la un an la altul, după dorință.

5.1.3. **Criterii de dimensionare.** Diferitele părți componente ale unei amenajări hidrotehnice stuficole prin îndiguire se dimensionează pe baza prescripțiilor existente și pe bază de considerații tehnice și economice.

Digurile se dimensionează în funcție de natura materialului de execuție și de tehnologia executării lor. Cota digurilor se alege în funcție de mărimea suprafeței supuse îndiguirii. În ceea ce privește profilul transversal al digului, în cazul terenurilor din delta superioară a Dunării, practica și experimentarea pe model au arătat că se pot alege lățimi la coronament de 3,00—4,50 m, taluzuri exterioare și interioare cu pante de 1/3 — 1/4, în funcție de condițiile de solicitare ale porțiunilor de diguri. În majoritatea cazurilor, solicitarea maximă este datorată valurilor provocate de vînt (la ape mari) și mai ales circulației vaselor (la aproape toate nivelurile de apă), cu deosebire atunci cînd digurile sînt așezate în apropierea unor căi circulate frecvent (cum este cazul majorității digurilor din Delta Dunării).

Pentru micșorarea investițiilor se poate alege asigurarea de calcul pentru determinarea cotei digurilor ținînd seamă că o inundare peste cota digurilor nu produce efecte catastrofale nici de natură biologică, nici producției anului respectiv. Se practică, de asemenea, etapizarea execuției digurilor, realizîndu-se pentru început îndiguiri de cotă și profiluri inferioare. După punerea în producție a zonelor și după confirmarea indicatorilor tehnico-economici proiectați, digurile se pot completa, ca înălțime și profil pînă la valoarea finală proiectată, mărindu-se gradul de asigurare al amenajării.

Rețeaua de canale se dimensionează ținîndu-se seama de trei categorii de condiții:

a) Considerații hidraulice, pentru asigurarea unei circulații de apă bine difuzată pe toată suprafața amenajată, la alimentarea de primăvară și de scurgere completă a apei superficiale, la golirea de toamnă a unității. După scurgerea apelor de suprafață, executarea unei bune și complete rețele hidrografice și coborîrea nivelului apei în această rețea ușurează scurgerea apei din sol și uscarea acestuia, cel puțin pînă la umiditatea de cîmp.

b) Considerații de circulație, alegîndu-se traseele canalelor principale astfel încît să se poată asigura transportul stufului de pe platformele așezate de-a lungul lor. Canalele se prevăd cu locuri de încrucișare, de depășire și de staționare.

c) Consideraţii de bilanţ de terasamente, pentru că deseori materialul obţinut din săparea canalelor este folosit în umplutură, pentru construcţia de diguri sau platforme. În aceste cazuri, deseori se supradimensionează canalele faţă de secţiunile necesare hidraulic sau pentru navigaţie, în vederea obţinerii cubajului de pămînt necesar în umplutură, ţinîndu-se seama şi de pierderile mari caracteristice proceselor tehnologice de execuţie prin metode umede.

La proiectarea canalelor se mai ţine seama de o sumă de lucrări speciale, necesare pentru satisfacerea tuturor condiţiilor locale.

Platformele tehnologice se dimensionează, ca mărime, în funcţie de cantitatea de stuf care trebuie depozitată. Lăţimea platformei se alege ţinîndu-se seama de posibilităţile de obţinere a terasamentelor necesare în profil, în condiţii economice acceptabile. Cota platformelor se alege a fi peste nivelul apelor mari exterioare asigurate 5 % pentru ca stuful depozitat pe ele să nu fie inundat în eventualitatea ruperii unor diguri. Gradul de asigurare a fost ales pe consideraţii economice ţinîndu-se seama de faptul că pămîntul în Deltă este scump şi greu de obţinut. În ultima vreme s-a admis chiar pentru acest motiv, coborîrea gradului de asigurare la 10 %.

Stăvilarele şi ecluzele se dimensionează pe consideraţii de rezistenţă şi stabilitate precum şi pe consideraţii hidraulice şi de circulaţie cu vasele specifice flotei stuficole.

Staţiile de pompare trebuie să satisfacă debitele de evacuare a apelor toamna, cu o asigurare de 5 — 10 %. Pe baze statistice s-a constatat că această condiţie satisface întotdeauna şi capacitatea necesară pentru completarea alimentării de primăvară în anii, rari, în care aceasta nu este satisfăcută în mod integral pe cale gravitaţională, precum şi capacitatea necesară menţinerii cotei de reţinere pe timpul verii, prin compensarea tuturor pierderilor, care nu depăşesc în general 0,6 l/s.ha.

## 5.2. AMENAJĂRI ÎN REGIM LIBER DE INUNDARE

Acest tip de amenajare lasă liberă circulaţia naturală a apelor, facilitată numai de sporirea reţelei hidrografice şi de întreţinerea ei permanentă pentru a permite accesul cît mai direct în toate masivele stuficole, în condiţii de circulaţie prin plutire. Acest sistem de mişcare în teren este însă oprit în perioada îngheţului apei, iarna, în anumite perioade cînd frigul este mai pronunţat şi de durată, adică tocmai în perioadele în care accesul şi circulaţia omului şi a maşinilor uşoare este mai facil pe terenurile mocirloase sau pe plaur plutitor.

Schema amenajărilor fără îndiguire tebuie determinată de parametrii utilajelor de recoltare, de transport şi de manipulare mecanizată a stufului în teren, precum şi de fluxurile tehnologice de folosire a acestor utilaje şi de înlănţuire a acestor operaţii. Nici utilajele şi nici fluxurile tehnologice nu sînt definitivate pentru terenurile tari, acoperite cu un strat mic sau mare de apă şi pentru plaurul fixat şi plutitor, iar pentru terenurile mlăştinoase, care sînt predominante, adică pentru terenurile moi acoperite iarna cu un strat de apă mai mic de 50 cm, ele sînt încă numai în stadiul de documentaţie întocmită pe baze ipotetice.

Din această cauză nu s-au studiat schemele de amenajare în regim liber de inundare decît cu caracter experimental, pentru încercarea unor maşini şi agregate înlănţuite în procese de producţie fără a avea încă rezultate suficient de avantajoase.

Pînă acum, în aceste terenuri joase, se fac numai lucrări de acces pentru necesităţi de producţie imediată, cu utilaje experimentale sau cu maşini destinate terenu-

rilor recoltate în regim desecat. Aceste lucrări sînt provizorii iar acest fel de exploatare este în faza actuală dăunător fondului stuficol pe care îl traumatizează, într-o măsură mai mare sau mai mică. Acest provizorat trebuie să dispară odată cu definitivarea utilajelor, a tehnologiilor şi a schemelor de amenajare.

## 6. LUCRĂRILE COMPONENTE ALE SCHEMELOR HIDROTEHNICE DE AMENAJARE

Lucrările din care se compun amenajările stuficole sînt lucrări hidrotehnice de terasamente şi de artă. Lucrările de terasamente constituie procentul cel mai mare din valoarea investiţiilor amenajării hidrotehnice şi sînt constituite din lucrări simple şi uşor de executat de săpătură şi din lucrări, de asemenea simple dar uneori foarte greu de executat, în umplutură, deoarece lucrările de amenajare stuficolă se execută în terenuri inundabile, deseori cu caracter de mlaştină. Accesul utilajelor este foarte dificil iar materialul din care se execută umpluturile este aproape întotdeauna de calitate slabă. De asemenea, fundarea umpluturilor se face uneori pe terenuri permeabile, necoezive şi cu tasări mari. Săpăturile sînt uneori mai dificile din cauza înpîslirii generale a terenului, pe 1 — 2 m adîncime, cu rădăcini de stuf.

Lucrările hidrotehnice de artă au unele caracteristici tehnologice specifice. Practica amenajărilor executate a dezvoltat exclusiv lucrările de beton şi beton armat, cu elementele de închidere, mobile şi cu aparatele de manevră, metalice.

### 6.1. TERASAMENTE ÎN UMPLUTURĂ

Se execută în diguri şi platforme, dar ele pun probleme mai importante la construcţia digurilor decît la aceea a platformelor. Cînd digul se execută pe un grind continental, cum este grindul Stipoc, sau pe un grind de origine aluvionară, cum sînt grindurile longitudinale pe malurile braţelor Dunării şi ale marilor canale din Deltă, dimensionarea lor este asemănătoare cu cea a digurilor din Lunca Dunării.

Cînd însă digurile se execută în teren mlăştinos, pe plaur fixat sau cînd străbat zone nămoloase, executarea lor prezintă caracteristici speciale. Ori de cîte ori este posibil se îndepărtează terenul impropriu de pe amplasamentul digului şi de pe cel al gropilor de împrumut. Cînd aceasta este costisitor — şi acesta este cazul obişnuit — pe bază de cercetare şi experimentare pe model s-a admis şi s-a confirmat pe teren că se pot executa diguri şi din acest material, aşezat pe acelaşi tip de teren, cu respectarea următoarelor condiţii:

a) Rizomii de stuf şi tot conţinutul vegetal din săpătură să fie cît mai bine mărunţit ceea ce se face de către cupele drăgilor şi uneori se completează manual, în depozit.

b) În corpul digului, rizomii şi orice alte rădăcini vegetale să nu constituie straturi continue dintr-o parte în alta a digului, pentru a nu forma căi de circulaţie a apei.

c) Peste miezul digului astfel constituit este necesară aşezarea unui înveliş complet, constituit din teren bun, fără conţinut vegetal, de 60—100 cm grosime care are scopul să nu permită conţinutului vegetal din dig să intre în contact cu aerul şi să putrezească. Rizomii izolaţi de aer pot sta în dig un timp nedeterminat. În caz contrar, putrezirea rizomilor este rapidă, în corpul digului rămînînd goluri prin care se infiltrează apa.

Învelirea digului cu pămînt bun, fără conţinut vegetal, este posibilă dacă se organizează în mod special săpătura, pentru că stratul cu conţinut vegetal în general nu depăşeşte adîncimea de 2,00—2,50 m, sub care se găseşte material bun. Săpătura trebuie executată în etape şi aşezarea în dig, răspîndirea rizomilor, compactarea digului şi învelirea lui atît pe taluzuri cît şi pe coronament, trebuie executate cu grijă pentru respectarea celor trei condiţii arătate mai înainte. Cînd grosimea stratului de pămînt bogat în conţinut vegetal este exagerat de mare şi procesul tehnologic impune săpături prea mari şi prea scumpe pentru satisfacerea condiţiilor arătate, este necesar să se încerce schimbarea traseului digului.

Întotdeauna însă la executarea de astfel de diguri, secţiunea digului se măreşte sporind lăţimea la coronament la 6 — 8 m şi adoptînd pentru ambele taluzuri pante de cel puţin 1/4.

În cazul în care se execută diguri pe grinduri constituite din nisip curat, pe mare adîncime, cum este de pildă grindul Caraorman, se adoptă secţiuni de dig foarte mari (lăţime la coronament 6 — 10 m şi taluzuri 1/6 — 1/10). Execuţia se face de preferinţă cu drăgi cu cupe şi refulare, pentru a îndepărta cît mai mult digul de groapa de împrumut, fără a executa un număr prea mare de releuri cu draglina. În afară de aceasta, aşezarea nisipului în dig se face foarte bine prin hidromecanizare iar apa din depozit se scurge foarte repede.

La toate tipurile de diguri, chiar şi la cele executate din nisip curat, s-a constatat că înierbarea suprafeţei digului se produce în mod natural într-un timp scurt (1—2 ani). Această vegetaţie, dacă este îngrijită, prin cosire periodică şi înlăturarea plantelor cu rădăcini pivotante, constituie cel mai eficace şi cel mai economic sistem de conservare a digului.

Majoritatea digurilor se execută cu terasamente obţinute prin dragare. Acestea sînt de obicei mutate cu 1 — 2 releuri de draglină şi apoi împinse pe amplasament şi aşezate mecanic sau manual. Este indispensabilă compactarea în straturi subţiri, la o umiditate potrivită.

Cînd dragarea se face cu drăgi cu cupe şi refulare, terasamentele se fac direct pe ampriză. Reluările cu draglina sînt desfiinţate, dar sînt releuri în orice caz pe amplasament pentru a transforma secţiunea depozitului în secţiune de dig, după scurgerea apei.

Se pot executa şi terasamente prin metode uscate, cu draglina, buldozerul, screperul şi cu autobasculante, dar aceasta în cazuri destul de rare, pentru că terenul de pe care se ia pămîntul necesar umpluturii este de obicei inundat.

Execuţia platformelor este identică cu cea a digurilor şi nu pune probleme speciale decît atunci cînd lăţimea platformei este mare şi pămîntul necesar nu se poate scoate din profil. Dragarea cu cupe nu se poate face la adîncime mare şi crearea de bazine late în dreptul acestor platforme nu este indicată în general şi nu este nici posibilă decît cu drăgi refulante.

## 6.2. TERASAMENTE ÎN SĂPĂTURĂ

Terasamentele în săpătură se execută în canale, în locuri de întoarcere, supralărgiri de staționare în dreptul platformelor sau așezărilor, în locuri de depășire sau de încrucișare sau la racordarea canalelor la supralărgiri pentru a permite înscrierea vaselor în curbe. Săpăturile se fac de obicei prin dragare sau cu greiferul plutitor și mai rar cu draglina.

Rețeaua de circulație este gabaritată de tipurile și caracteristicile vaselor ce vor circula pe ele, în funcție de numărul și mărimea platformelor cu stuf deservite. În general, canalele de circulație principale se execută de 20 m lățime și —2 m rap. M.N. (raportat la nivelul Mării Negre) cotă fund, iar cele secundare de 10—12 m lățime și —1 m rap. M.N. cotă fund.

Canalele sau porțiunile de canale rezultate din necesitatea obținerii de pământ pentru umplutură se caută întotdeauna să cumuleze și una din funcțiile principale de circulație a apei sau a vaselor. Cînd aceasta nu este posibil, săpăturile executate cu draga sau cu draglina se compartimentează și se așază în afara incintelor îndiguite, în calea circulației active a apelor mari ale emisarilor, pentru a le grăbi colmatarea prin aluvionare.

Canalele se sapă întotdeauna cu secțiune dreptunghiulară. În exploatare, taluzurile rămîn la pante 1/1 la care, în general, profilul transversal se echilibrează. Este necesar ca, în fiecare primăvară, să se controleze întreaga rețea de canale pentru a nu lăsa pe canal trunchiuri de arbori, punți provizorii din maldări de stuf, corpuri străine aruncate, pentru că toate acestea stînjenesc sau blochează complet scurgerea apelor pe canal și favorizează colmatarea rapidă a secțiunii, reclamînd cheltuieli de reprofilare.

În mod obișnuit canalele se draghează periodic, pentru menținerea secțiunii, pe porțiunile mai mult expuse colmatării. Acestea sînt întîi porțiunile de 800 — 2 000 m de la gura de alimentare din emisar, apoi zonele din curbe, coturile bruște și ramificațiile. Vegetația submersă bogată, care se dezvoltă vara dacă nu circulă apa pe canal, favorizează, de asemenea, aluvionarea.

## 6.3. STĂVILARE, ECLUZE ȘI ALTE LUCRĂRI HIDROTEHNICE

La încrucișarea digurilor cu canalele principale, care fac legătura dintre exterior și rețeaua hidrografică interioară, dintr-o unitate amenajată prin îndiguire, se execută stăvilare, pentru comandarea circulației apei. Pentru guri secundare de alimentare cu apă, cu un debit de 2 — 4 $m^3/s$, se poate recurge la călugări metalici sau de beton armat (tipizat) cu corp orizontal, corp vertical și vană. Uneori, la construcții provizorii corpul vertical poate lipsi, iar tubul orizontal se poate așeza direct pe pămînt, la baza digului. Se cere atenție pentru a evita infiltrațiile în lungul unor astfel de construcții, ceea ce ar duce la înmuierea și eventual ruperea digurilor.

În mod obișnuit, stăvilarele se execută din beton armat. Cînd sînt de mică importanță se execută din corpuri orizontale prin dig, de secțiune dreptunghiulară de 2 — 3 $m^2$ fiecare, cuplîndu-se două sau mai multe astfel de secțiuni. Această construcție este un tip de stăvilar foarte simplu, stavilele verticale din lemn sînt ușor de manevrat și sînt acționate de mecanisme simple, iar ansamblul lucrării este robust, ușor de executat și ieftin. Acest model, schițat în fig. XXIII.6, a fost experimentat cu rezultate bune la amenajările unor suprafețe mici din delta Dunării, ca Obretin și Bălteni (Carasuhat).

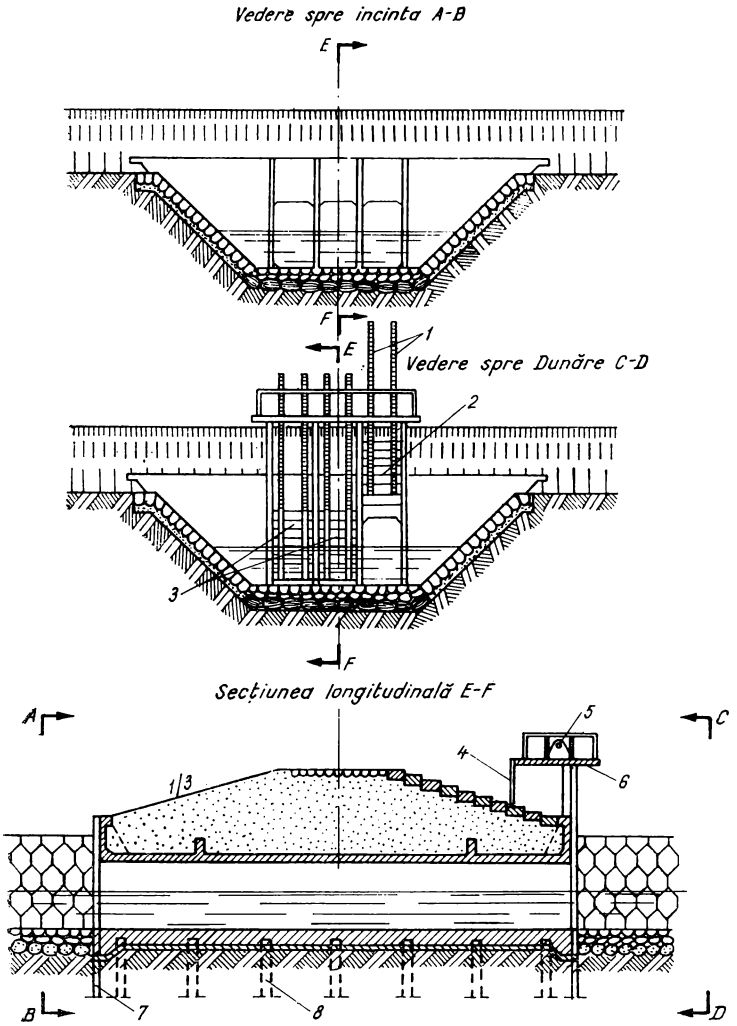



Fig. XXIII.6. Stăvilar de alimentare pentru debite mici :

*1* — cremalieră; *2* — vană ridicată; *3* — vane coborite; *4* — scară de acces; *5* — troliu de manevră; *6* — platforma troliilor; *7* — palplanșe; *8* — piloți de beton armat.

Cînd însă secțiunea de scurgere și debitele necesare sînt mari, stăvilarele se execută deschise, cu lățimi de 6 — 12 m, fie compartimentate fie cu o singură deschidere după cum se impune, ca după deschiderea stăvilarului să se poată sau nu circula pe canal cu vase mari, de obicei cu drăgile de întreținere. Compartimentarea secțiunii permite manevrarea mai ușoară a vanelor executate din lemn sau din metal. La stăvilarele necompartimentate se amenajează o grindă rulantă la partea superioară; pe aceasta și pe pragul din radier se reazemă ace metalice, între care se introduc vanete de lemn. Vanetele au de obicei secțiuni sub un metru patrat pentru a nu fi grele. Ele se manevrează cu un troliu mobil ușor, care circulă pe grinda rulantă și care transportă și așează și acele metalice. Și acest model de stăvilar, desenat în fig. XXIII.7, este experimentat în Delta Dunării. El a dat rezultate bune, dar manevra de închidere și deschidere a vanetelor și mai ales de așezare a acelor este mai anevoioasă. Se pot construi astfel de stăvilare acolo unde nu se închid sau nu se deschid mai des decît de 2 — 3 ori pe an, așa cum este deseori cazul la amenajările stuficole.

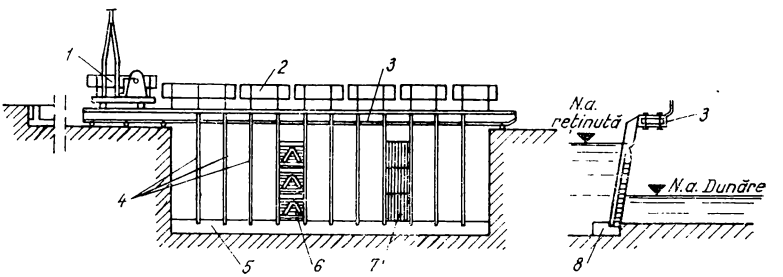



Fig. XXIII.7. Schema stăvilarului cu ace și vanete:

*1* — cărucior cu troliu și macara; *2* — parapet; *3* — grindă metalică; *4* — ace; *5* — prag pentru ace; *6* — vanete de lemn; *7* — grătare pescărești; *8* — locaș în prag pentru ace.

Pragul stăvilarelor se așază mai ridicat, de obicei la cota +0,40 m rap. M.N. la stăvilarele așezate la gura canalelor de alimentare, amplasate în zonele din amonte ale unităților îndiguite. La canalele din aval, care au ca funcțiune principală evacuarea apei, pragurile stăvilarelor, ca și fundurile canalelor, sînt mai joase, de obicei la cota —1 m pînă la —2 m rap. M.N.

Ca structură, stăvilarele stuficole nu au particularități deosebite. Din pricină că toate îndiguirile stuficole permit amenajarea unei pisciculturi dirijate, stăvilarele sînt prevăzute cu grătare pentru pește. În Delta Dunării, din cauza terenului de fundație slab, stăvilarele sînt fundate pe piloți; în cazuri excepționale se pot funda și direct, pe radiere generale.

Pentru circulația vaselor se execută ecluze, izolate sau anexate unui stăvilar. Cînd ecluza trebuie să deservească numai circulația șalupelor de studiu, inspecție și control și a bărcilor pescărești, sasul ecluzei se face de 3 — 4 m lățime și de 14 — 15 m lungime. Cînd însă, așa cum se întîmplă la marile unități stuficole îndiguite, ecluza trebuie să permită circulația vaselor pentru transportat stufuI, sasul trebuie să fie de 9 — 10 m lățime și de cel puțin 30 — 40 m lungime. O astfel de ecluză poate avea un debit de circa 200 000 t stuf anual, pentru 10 h de lucru pe zi și respectiv circa 400 000 t stuf anual, pentru o funcționare continuă de 20 h/zi, astfel încît este sufi-

cientă cîte o astfel de ecluză la o unitate de 20 000 — 30 000 ha. Cînd este posibil, se poate prevedea o ecluză la două unităţi adiacente.

Ecluzele sînt prevăzute cu porţi buscate sau cu porţi verticale ridicătoare. Porţile buscate au avantajul că se închid mai bine şi se manevrează mai uşor. Porţile verticale au însă avantajul că se pot deschide şi la diferenţă de nivel între cele două biefuri, ecluza putînd face astfel şi funcţia de stăvilar; avantajul este important în amenajările stuficole, de aceea sînt preferate.

În afara stăvilarelor şi ecluzelor, în amenajările stuficole se mai execută diverse alte lucrări hidrotehnice ca protejări de maluri, dane de acostare, pontoane etc. Toate acestea sînt asemănătoare celor executate în alte amenajări şi nu au caracteristici speciale.

La trecerea peste canale sînt prevăzute poduri sau paserele. Circulaţia rutieră în Delta Dunării este încă slab dezvoltată, de aceea s-au executat puţine poduri dar ele se vor îndesi în viitor. Pînă atunci, cel mai economic sistem de traversare a canalelor este bacul de trecere, pentru care se prevăd două nişe pereate.

## 6.4. STAŢII DE POMPARE

Cel mai important rol al staţiilor de pompare este acela de evacuare a apei în cursul toamnei în lunile septembrie-octombrie şi de menţinere a terenului în stare uscată pe toată perioada campaniei de recoltare a stufului.

Alimentarea de primăvară este rară şi necesită o capacitate de pompare redusă. Alimentarea de vară se execută cu regularitate în fiecare an dar reclamă numai o parte din capacitatea staţiilor, dimensionate pentru debitele ce se pompează toamna. De aici rezultă că staţiile de pompare care se amplasează în partea superioară a zonei îndiguite şi care se fac reversibile, pentru a satisface toate funcţiunile, vor avea capacităţi mai mici. Cele mai importante vor fi staţiile de pompare din partea de jos a zonei, care se vor putea face ireversibile, făcînd exclusiv funcţia de golire a unităţilor şi de menţinere a lor golite la nivelul dat, un timp ce urmează a se stabili în fiecare an în funcţie de desfăşurarea campaniei de recoltare şi de dezvoltare a generaţiei noi de stuf.

Caracteristic staţiilor de pompare din amenajările stuficole sînt debitele mari şi înălţimile reduse de pompare (2,50 — 4,00 m). Pentru aceasta sînt indicate pompele helicoidale verticale, care cer un spaţiu de instalare mai redus, de tipul pompelor româneşti Dunărea 450 V şi 750 V şi a pompelor cehoslovace V.S.K. de cîte 1 şi 3 $m^3/s$. La staţiile provizorii se pot folosi pompele C.M. Arad de capacitate redusă (circa 150 l/s).

Se recurge şi la staţii plutitoare, executate special pentru Delta Dunării cuprinzînd două pompe Dunărea 750 V a cîte 2 $m^3/s$ dar care debitează practic în total 2,5 $m^3/s$, pe staţie.

Staţiile de pompare provizorii constituite din motopompe de capacitate redusă pot funcţiona în aer liber. Staţiile plutitoare sînt instalate pe vase metalice, cu spaţii închise, iar instalaţiile de pompare definitive, cu acţionare electrică, este indicat să fie amenajate în construcţii închise.

Judicios este calculul care determină mărimea staţiilor de pompare, pe baza asigurării debitelor capabile să realizeze desecarea la timpul dat. În numărul anilor consecutivi consideraţi, se determină evacuarea gravitaţională posibilă în a doua chenzină a lunii august şi în prima parte a lunii septembrie, pînă cînd nivelul apelor exte-

rioare încep să crească, datorită viiturilor de toamnă și iarnă. Volumul de apă rămas în incinta îndiguită pînă la această cotă minimă, care este în fiecare an alta, se poate evacua pînă la 31 octombrie inclusiv, cu un debit de pompare ce se calculează în consecință (pe ansamblul regiunii amenajate, iar nu pe fiecare stație de pompare în parte). Șirul de debite totale necesare pentru evacuarea mecanică servește la calculul de asigurare. Pentru debitele mari se admite dimensionarea stațiilor de pompare cu o asigurare de 10 %.

Dată fiind funcționarea sezonieră a stațiilor de pompare stuficolă, în general nu se prevăd pompe și motoare de rezervă. Trebuie luat în considerare și probleme de detaliu, ca de pildă, stabilirea cotei minime de evacuare gravitațională care nu poate fi cota minimă zilnică citită la niveluri exterioare, pentru că această cotă nu se poate realiza instantaneu în zona îndiguită. Rezistențele opuse de vegetație la scurgerea apelor sînt mari, de unde rezultă că timpul necesar coborîrei cotei interioare la un nivel exterior dat poate fi mai mare decît durata acestui nivel exterior. De aceea calculul cotelor se face pe grupe de cîte 5 zile și pentru siguranță în calculul volumului de apă evacuat gravitațional nu se ia în considerație cea mai scăzută cotă medie a grupului de 5 zile ci următoarea. S-a constatat că în anumite situații, evacuarea mecanică a unei părți din volumul de apă care ar putea fi evacuat și gravitațional, nu mărește capacitatea stației de pompare datorită sporirii duratei de pompare.

Concret, în prima perioadă a golirii de toamnă, cînd diferența de cotă între exterior și interior este mare, trebuie să se deschidă numai stăvilarele pentru evacuarea gravitațională a apei. În a doua perioadă a golirii, care durează de obicei numai cîteva zile al cărei început se produce în mod normal în primele două decade ale lunii septembrie, cînd diferența de nivel dintre interior și exterior se micșorează și scade necontenit, trebuie pusă în funcțiune și stația de pompare și continuată evacuarea gravitațională prin stăvilarele deschise. În sfîrșit, în a treia perioadă, cînd nivelul apei din interior se apropie mult de cel al apei din exterior sau scade sub acesta, se închid stăvilarele și se continuă evacuarea mecanică. Stăvilarele se pot redeschide mai tîrziu, dacă nivelul apelor exterioare scade brusc, creînd din nou o diferență importantă de cotă între interior și exterior.

Acest joc de închidere și deschidere a stăvilarelor și de funcționare a stațiilor de pompare este diferit de la un an la altul și presupune o experiență și tehnicitate superioare, care trebuie asigurate prin îndrumarea și controlul des al organelor tehnice ale exploatării.

## 6.5. COMASAREA PRINCIPALELOR LUCRĂRI HIDROTEHNICE DE ARTĂ

Stăvilarele, ecluzele și stațiile de pompare se execută în majoritatea cazurilor comasate. Astfel, ecluzele se fac de obicei cu porți verticale ca să facă funcția și de stăvilar. Stațiile de pompare se proiectează, de asemenea, în așa fel încît să permită și circulația gravitațională a apei. Întotdeauna comasarea lucrărilor are avantaje tehnice și economice. Astfel, se organizează un singur șantier, se aprovizionează un singur punct de lucru, se poate asigura o tehnicitate mai bună conducerii lucrărilor. Costul general este mai mic, și prin reducerea cantităților de lucrări.

La lucrările de artă se prevăd de obicei grătare pescărești ca și mire pentru citiri hidrometrice. Comasarea lucrărilor reduce numărul grătarelor și al punctelor de citire. De asemenea, atunci cînd nodul hidrotehnic nu are ecluză se prevede în vecinătate o trecere de bărci peste dig, pentru facilitatea circulației pescarilor.

# 7. EXECUŢIA ŞI ÎNTREŢINEREA LUCRĂRILOR DE AMENAJARE STUFICOLE ÎN DELTA DUNĂRII

Condiţiile de lucru pentru investiţiile în hidroamelioraţie sînt în general grele terenul este inundat în fiecare an o perioadă de timp în care toate utilajele de mecanizare în uscat şi a muncii în diferite sectoare se retrag, iar organizarea lucrărilor trebuie refăcută odată cu revenirea timpului favorabil.

Cînd lucrările de terasamente trebuie executate în uscat, o mare parte din timpul anului terenul de lucru este inaccesibil. Pentru lucru însă cu metode umede (draga cu cupe, graifărul plutitor sau draga cu cupe şi refulare) sînt defavorabile lunilor de vară în anii cu ape mici, cînd necesităţile de plutire ale utilajelor şi de lucru impun deseori săpături de volum mai mare decît cel necesar pentru umpluturi sau săpături.

În mod obişnuit, îndiguirile şi platformele care constituie lucrări de terasamente în umplutură, ca şi săpăturile de canale noi importante ori de reprofilări de canale vechi, cu trasee lungi, reclamă mai multe campanii de execuţie consecutive. Tocmai aceasta crează dificultăţi atît organizării executării lucrării cît şi procurării la timp de utilaje adecvate, pentru că în majoritatea cazurilor, în fiecare an trebuie adaptate utilajele de execuţie şi procesele tehnologice, în funcţie de regimul hidrologic respectiv.

În afară de aceasta, în Delta Dunării condiţiile de lucru sînt mai dificile decît în orice altă parte a ţării din cauza lipsei accentuate a muncitorilor necalificaţi şi a lipsei mîinii de lucru calificate. Drumurile Deltei Dunării sînt constituite numai din braţele Dunării şi canalele interioare. Circulaţia pe apă este însă împiedicată, o parte din timpul anului, din cauza îngheţului sau scurgerii sloiurilor. Deseori iarna se produc zăpoare care închid secţiunea de scurgere, ridicînd nivelul apei în amonte şi inundînd şantierele. În aval de punctul de formare al zăporului apare pericolul distrugerilor provocate de ruperea zăporului cînd cedează presiunii apei.

În perioadele cînd circulaţia pe apă este practicabilă, materialele şi utilajele sînt manipulate de mai multe ori pentru a ajunge la punctele de lucru, care nu sînt aşezate lîngă căile de acces. Acest fapt provoacă degradări, sporuri de cost şi întîrzieri în realizarea lucrărilor.

Mîna de lucru este deficitară în Deltă, populată de pescari care sînt ocupaţi tot timpul anului cu pescuitul şi cu recoltarea sau cu balotarea şi încărcarea stufului. Pentru execuţia de lucrări de amenajare este necesar să se aducă muncitori din alte regiuni ale ţării, care se acomodează greu la condiţiile de viaţă şi de lucru din Delta Dunării.

Întreţinerea lucrărilor de terasamente este foarte importantă în amenajările stuficole, pentru că se degradează mai lesne şi pentru că atît lucrările în sine cît şi întreţinerea lor au un specific propriu.

Digurile sînt degradate pe coronament şi pe taluzuri prin şiroire de către apele meteorice, şi sînt atacate de valurile provocate de vînt şi mai ales de circulaţia cu viteză mare a ambarcaţiunilor, cînd distanţa dig-mal este mică, caz frecvent în baltă. Ele sînt degradate, de asemenea, de găurile provocate de bizami ca şi de circulaţia maşinilor grele cu şenile, care pe timpul apelor mari folosesc digurile (contrar instrucţiunilor).

Taluzurile platformelor se degradează în acelaşi fel ca şi cele ale digurilor, iar suprafaţa lor este frămîntată de circulaţia utilajelor grele care au de scop să mecanizeze muncile în depozite.

Aceste categorii de degradări, la care se adaugă şi frecvente tasări inegale în corpul construcţiilor de pămînt sau la fundaţiile lor, înmuiate de apele de infiltraţie,

trebuie urmărite în permanență și reparate imediat ce se produc. Orice întîrziere a reparațiilor poate atrage distrugerea digului sau a platformei, pe porțiuni întinse.

Canalele prezintă erodări care sînt periculoase atunci cînd prăbușirea malului restrînge zona de protecție din vecinătatea unei alte construcții și colmatări care sînt dăunătoare pentru că reduc secțiunea de scurgere hidraulică a canalului și pot împiedica circulația ambarcațiunilor.

Oprirea erodărilor se realizează prin consolidări obișnuite de taluzuri, care în cazurile importante ajung pînă la a fi constituite din șiruri de pari sau chiar de piloți, cu fascine și umpluturi de pămînt sau de piatră în spatele lor. Înlăturarea colmatărilor se face prin operații de dragare. La lucrările de artă hidrotehnice, lucrările de întreținere privesc în primul rînd părțile mobile și mecanismele de acționare. Grătarele pescărești trebuie de asemenea curățate foarte des și vopsite periodic.

La stațiile de pompare, așa cum s-a arătat nu se prevăd pompe sau motoare de rezervă. Întreaga stație trebuie să funcționeze în condiții bune, fără oprire, în perioadele active. Pentru asigurarea acestei funcționări este necesar ca în celelalte perioade ale anului, pe bază de grafice de lucru, pompele și motoarele să fie demontate, transportate și reparate, după necesitate.

Pentru supravegherea și întreținerea tuturor lucrărilor se prevăd cantoane, cu personal și scule de intervenție.

## 8. EXPLOATAREA STUFULUI. CONSIDERAȚII GENERALE ASUPRA MIJLOACELOR ȘI A PROCESELOR TEHNOLOGICE FOLOSITE

Exploatarea stufului se poate face manual sau mecanizat. Și într-un caz și în celălalt exploatarea în sine, după amenajarea terenurilor, reprezintă o problemă de organizare a terenurilor amenajate și a unităților operative de lucru, precum și de dotare. Dotarea este mai redusă la recoltarea manuală, întrucît ea se referă numai la condițiile de trai, de îndrumare și control, de transport la locul de muncă și de asistență medicală, în timp ce la recoltarea mecanizată se adaugă dotarea cu mașini și utilaje cu piese de schimb, cu mijloace de aprovizionare cu combustibil și lubrifianți, cu unități de reparație și întreținere etc.

Exploatarea manuală, care este mai simplu de organizat și de realizat, are însă dezavantajul că reclamă un volum important de manoperă, care se realizează în condiții foarte grele. În medie, un muncitor poate produce circa 20 t stuf pe campanie (tăiat și transportat la depozit). La un plan de producție anuală de 200 000 t stuf ar fi nevoie de circa 10 000 muncitori. Delta întreagă nu poate pune la dispoziție o astfel de forță de muncă, iar aducerea din alte regiuni este practic imposibilă.

La o recoltare mixtă, cu tăiat manual și transport mecanizat la depozit productivitatea medie a muncitorilor crește la 30 t pe campanie. Și în aceste condiții ar fi nevoie, pentru o producție de 200 000 t stuf anual, de circa 7 000 muncitori, care sînt de asemenea foarte greu de găsit, de transportat și de organizat. Trebuie reținut faptul că toamna, cînd începe campania stuficolă, muncitorii sînt ocupați la recoltarea porumbului, iar la începutul primăverii, foarte devreme, brațele de muncă din toate regiunile sînt antrenate, de asemenea, în pregătirea și în efectuarea muncilor agricole.

Rezultă de aici că mecanizarea exploatării stufului, cînd este vorba de o exploatare industrială nu poate fi evitată, chiar dacă introducerea ei pune probleme dificile de dotare, de urmărire a efectelor mecanizării exploatării asupra creşterii stufului, de reparaţii şi întreţinere a unui parc mare şi variat de maşini şi agregate cu un specific complet diferit faţă de celelalte folosite în alte ramuri de activitate economică etc.

Productivitatea muncii este mult sporită, ajungînd în medie la 60 — 100 t pe muncitor şi campanie, astfel că producţia de 200 000 t stuf pe an, considerată ar putea fi realizată cu 2 000—3 000 muncitori. O mare parte dintre aceştia sînt muncitori calificaţi, şi majoritatea muncitorilor calificaţi ca şi o bună parte din cei necalificaţi pot fi permanentizaţi, în cadrul organizaţiilor de exploatare. Aprecierile de pînă aici sînt aproximative, realitatea putînd fi alta funcţie de caracteristicile şi parametrii utilajelor folosite, de natura terenurilor, amenajate sau neamenajate, de calitatea stufului şi de gradul de organizare al exploatării.

În afara tuturor acestor probleme tehnico-organizatorice care pledează pentru mecanizarea exploatării industriale a stufului, aspectele economice conduc la aceeaşi concluzie, după completa amenajare a terenurilor şi dotare a exploatării cu mijloacele mecanice cele mai indicate, în sortiment şi în număr satisfăcător.

## 8.1. OPERAŢII DE EXPLOATARE

În exploatarea stufului se fac în timpul anului mai multe operaţii grupate în două serii importante în cîmp şi în depozit.

8.1.1. **Operaţii în cîmp.** Se fac în timpul campaniei de recoltare în intervalul noiembrie-februarie şi constau din : tăierea, legarea şi aruncarea maldărelor de stuf de către maşina de recoltat ; adunarea maldărelor în grupe ; încărcarea maldărelor pe maşina de transport, care vine ulterior de-a lungul şirurilor adunate ; transportul maldărelor la depozite ; descărcarea maldărelor şi stivuirea lor.

Nu întotdeauna maldărele legate sînt aruncate pe sol. Uneori sînt transportate pe o bandă de transport aşezată lîngă legător, la remorcă, unde sînt aşezate manual, cap la picior, în compartimentele remorcii de transport.

8.1.2. **Operaţii în depozit.** Se fac în tot restul anului şi se compun din : destivuirea maldărelor ; balotarea stufului pentru transport ; restivuirea stufului balotat ; restivuirea baloţilor în vederea organizării transportului ; legarea în pachete de cîte circa 500 kg şi transportarea acestora la mal şi încărcarea lor la vas.

Destivuirea şi balotarea stufului se fac oricînd în timpul anului, după terminarea campaniei de recoltare ; se poate face şi în timpul campaniei, dacă se dispune de muncitorii necesari.

Destivuirea baloţilor, facerea pachetelor şi încărcarea lor, se fac atunci cînd sosesc vasele de transport.

Operaţia de balotare, reduce volumul stufului prin sporirea greutăţii specifice de la 60 kg/m$^3$ la 100 kg/m$^3$. Forma cea mai potrivită de balot este cea de 550—600 mm diametru şi 300—350 cm lungime, care corespunde caracteristicilor biometrice ale stufului din Delta Dunării şi posibilităţilor de încărcare ale tocătoarelor de la fabricile de celuloză. Aceste dimensiuni variază după condiţiile locale ale exploatării. Operaţia de balotare în depozit se face manual dar uneori poate lipsi, reducîndu-se numeroase manipulări.

Numărul de operații și înșiruirea lor variază de la un teren la altul și de la o serie de utilaje la alta și alegerea lor condiționează procesul tehnologic folosit, productivitatea muncii precum și datele economice ale exploatării, cea mai importantă fiind prețul de cost.

## 8.2. PROCESE TEHNOLOGICE

Fiecare tip de utilaj ca și fiecare categorie de teren stuficol impun un anumit proces tehnologic. Orice abatere de la aceasta, în timpul exploatării, conduce la înrăutățirea rezultatelor economice.

În linii mari, expoatarea stufului are tehnologii diferite la operațiile din cîmp, după cum ele se realizează pe uscat sau pe apă. De asemenea, toate operațiile din cîmp și din depozit au tehnologii complet diferite după cum se acționează cu maldăre (snopi de stuf de 6—10 kg/buc) sau cu prebaloți (baloturi de stuf de mărimi și greutăți diferite, realizate în cîmp cu dispozitive speciale, de către utilajele de transport, odată cu recoltarea sau mai tîrziu).

Activitatea se desfășoară cu formațiunea de exploatare denumită *coloană*. Aceasta se compune dintr-un anumit număr de muncitori și dintr-un număr corespunzător de mașini de recoltat, de utilaje de transport și de utilaje auxiliare (macarale, dacă este cazul, poduri de trecere peste canale, rampe și pompe de spălare, ateliere mobile pe roți sau plutitoare, mașini pentru combustibil și lubrifianți, mijloace mobile de cazare prevăzute cu dispozitivele necesare asigurării preparării hranei etc.).

Coloana are autonomie completă tehnică de acțiune. De exemplu, o coloană de recoltare pe uscat, într-un teren amenajat prin îndiguire, folosește de obicei pentru cazarea mecanizatorilor și a muncitorilor 2 bacuri dormitor cu cîte 40 paturi; pentru aceasta, coloana va trebui să aibă 5 — 6 mașini de recoltat și 6 — 7 mașini de transportat stuful la depozit, la care se vor adăuga utilajele auxiliare necesare. O astfel de formație folosește în întregime dotația sa și are o mobilitate în teren suficientă față de condițiile de lucru obișnuite din Delta Dunării.

În alte terenuri stuficole, cu alte caracteristici, utilajele sau distanțele de parcurs ori condițiile de lucru vor putea fi diferite, antrenînd în consecință și modificarea compoziției coloanei.

Activitatea de exploatare industrială a stufului se desfășoară pe ciclul anual de dezvoltare a vegetației, 1 martie — 28 februarie.

În perioada de primăvară și vară se fac operații de depistare a fondului stuficol, se urmărește dezvoltarea vegetației, intervenind în favoarea stufului, atunci cînd este posibil și se duce o companie susținută de reparare a tuturor utilajelor ce vor fi folosite în campania de recoltare. În aceeași perioadă se fac toate operațiile din depozitele de stuf, în vederea golirii lor pentru a putea primi stuful recoltei următoare.

Toamna se execută o ultimă recunoaștere pe teren și se stabilesc regiunile care vor fi recoltate ca și producția lor prezumtivă. Pe baza acestor date se organizează și se repartizează coloanele de lucru, care pînă în luna octombrie trebuie aduse pe locurile de începere a activității, aprovizionate și dotate. Se organizează recrutarea forțelor de muncă, se întocmesc grafice de acțiune și se pregătește complet organizarea campaniei conform acestor grafice. Se termină, de asemenea, munca în depozite, iar platformele se curăță de deșeuri și se pregătesc pentru refolosire în ordinea în care se prevede că vor fi necesare.

Pentru determinarea exactă a momentului începerii campaniei, se urmăreşte evoluţia biologică a stufului din toate categoriile de terenuri. Stuful va putea fi tăiat după ce gradul lui de uscare va fi suficient de avansat, adică după ce el va avea maximum 30% umiditate.

Campania de recoltare propriu-zisă se desfăşoară în lunile noiembrie-februarie. Timpul, în această perioadă, este în Deltă foarte aspru, de aceea condiţiile de muncă sînt grele. Ploaia, ninsoarea abundentă, viscolul, chiciura sau zăpoarele care se pot forma, stînjenesc activitatea care, din această cauză este cu totul diferită faţă de orice alte activităţi economice.

În timpul desfăşurării campaniei de recoltare se continuă activitatea în depozitele de stuf pentru a pregăti pentru transport cît mai mult stuf, în funcţie de forţele de muncă de care se poate dispune peste cele necesare recoltării propriu-zise. De asemenea, se continuă transportul stufului la beneficiari, atîta vreme cît căile de circulaţie pe apă nu sînt blocate de îngheţ.

## 8.3. TEHNOLOGII GENERALE FOLOSITE ÎN DELTA DUNĂRII

Pe baza cercetărilor şi a experimentărilor efectuate ca şi în urma rezultatelor obţinute într-un mare număr de campanii de recoltare industrială, în Delta Dunării se pot aplica patru procese tehnologice diferite bazate pe utilaje şi categorii de terenuri specifice. Este firesc ca pe aceeaşi categorie de terenuri să se poată folosi mai multe tipuri de utilaje şi mai multe variante de proces tehnologic, dar ele se pot grupa în cele patru categorii amintite şi anume:

8.3.1. **Exploatarea pe terenuri uscate în mod natural sau pe cale artificială prin lucrări de amenajare.** Pentru această categorie sînt suficiente agregate şi utilaje de toate tipurile şi procese tehnologice pentru folosirea lor. Aceasta este situaţia cea mai avantajoasă de exploatare. Situaţia este absolut similară şi în orice altă categorie de terenuri în urma unui îngheţ puternic, cînd se poate circula şi pe uscat şi pe mocirlă sau pe apă cu aceeaşi uşurinţă (în situaţia aceasta se găsesc deseori stufăriile din Delta Volgăi ca şi cele din Polonia la lacurile Mazuriene sau din Delta Oderului).

8.3.2. **Exploatarea pe plaur plutitor de grosime suficientă.** Aceasta este cu totul asemănătoare cu precedenta însă cu utilaje mai uşoare şi cu procese tehnologice speciale pentru depozitare şi manipulări în depozite.

8.3.3. **Exploatarea pe apă prin plutire.** Se impune utilaje şi tehnologii cu totul speciale. Are caracteristica stînjenirii oricăror activităţi pe timp de îngheţ.

8.3.4. **Exploatarea stufăriilor pe terenuri mlăştinoase, fără consistenţă.** La aceasta, pericolul degradării fondului stuficol prin călcarea cu utilaje oricît de uşoare este întotdeauna prezent. Această categorie de terenuri este foarte răspîndită şi este caracteristică deltelor de formaţie geologică mai recentă. Ea impune utilaje şi procese tehnologice foarte dificile, a căror principii şi caracteristici funcţionale sînt în general puse la punct, dar a căror construcţie, experimentare şi aplicare pe scară industrială reprezintă încă o problemă de viitor.

## 9. EXEMPLE DE AMENAJĂRI STUFICOLE REALIZATE

În Delta Dunării s-au executat şi sînt în curs de terminare lucrările de amenajare ale tuturor unităţilor naturale din zona superioară. Aceste unităţi, avînd contururi naturale bine determinate şi o structură geomorfologică proprie, au fost amenajate fiecare în mod independent. S-au aplicat amenajările prin îndiguire, cota medie a terenului fiind diferită de la o unitate la alta, dar întotdeauna peste cota apelor mici (2—3 hidrograde).

S-au îndiguit complet şi sînt în curs de terminare amenajările unităţilor mici stufo-piscicole Rusca Bălteni (Carasuhat) şi Obretin. Fiecare dintre acestea au o suprafaţă îndiguită de 3 000—5 000 ha. Sînt în curs de execuţie şi îndiguirile marilor unităţi stufo-pisciole Pardina Litcov şi Şontea, cu suprafeţe de cîte 20 000 — 30 000 ha fiecare.

Toate aceste unităţi sînt prevăzute cu o reţea de canale de diferite categorii şi dimensiuni, necesare asigurării scurgerii apelor toamna, de pe toată suprafaţa.

La punctele de intersecţie între canalele principale şi digurile de contur sînt prevăzute stăvilare, ecluze şi staţii de pompare. În marea majoritate a cazurilor lucrările de artă hidrotehnice sînt comasate; astfel de exemplu la Rusca, la mila 29 stăvilarul este comasat cu o ecluză mică pentru circulaţia bărcilor şi a şalupelor, iar la mila 26 stăvilarul este comasat şi cu o ecluză mică ca cea de la mila 29 şi cu o staţie fixă de pompare de circa 2 $m^3/s$. De asemenea, la Pardina, la km 80 pe braţul Chilia lucrarea de artă complet terminată şi pusă în funcţiune conţine o ecluză mare pentru vasele de transportat stuful, care face şi funcţie de stăvilar precum şi o staţie fixă de pompare de circa 2 $m^3/s$.

Toate unităţile stufo-piscicole din Delta superioară sînt prevăzute cu lucrări, din care majoritatea sînt încă în curs de executare. În Delta maritimă amenajarea terenurilor s-a rezumat la executarea de canale de acces şi platforme de depozitare, restul lucrărilor eventual necesare urmînd a se completa, dacă se vor dovedi necesare, în funcţie de utilaje şi procese tehnologice ce se vor definitiva în decursul timpului.

### BIBLIOGRAFIE

1. Niculescu, C. *Necesitatea lucrărilor de amenajare a terenurilor pentru recoltarea mecanizată a stufului din Delta Dunării.* În: revista „Celuloză şi Hîrtie", Bucureşti, nr. 6, 1956, A.S.I.T.
2. Niculescu, C. *Principiile de amenajare a Deltei Dunării din punct de vedere stuficol-piscicol.* În: revista „Celuloză şi Hîrtie", Bucureşti, nr. 5, 1957, A.S.I.T.
3. Niculescu, C. *Problema suspensiilor din apele Deltei şi influenţa acestora asupra economiei stuficole.* În: Hidrobiologia, nr. 5, Editura Academiei Republicii Socialiste România, Bucureşti, 1964.
4. Niculescu, C. *Die Änderungen des Abflusses der Donaugewässer zwischen den Deltaarmen infolge der Schilfrohrkulturarbeiten.* IX-Kongress zur Limnologie der Donau, Langenargen D.B.R. (R.F.aG.). În: „Arhiv fur Hydrobiologie—Stuttgart", 1964.

5. Niculescu, C. *Zagotovca trostuica v delte Dunaia—Bumajnaia promîşlenosti*, Moscova, 9/1965, str. 25—26, Izdatelstvo Lesnaia promîşlenosti.
6. Rudescu, L., Niculescu C., şi Chivu, I. P. *Monografia stufului din Delta Dunării*. Bucureşti Editura Academiei Republicii Socialiste România, 1965.
7. I. P. C. F. S. Informare privind desfăşurarea activităţii de exploatare a stufului din Delta Dunării, prezentată de I.P.C.F.S. la M.I.Ch, Bucureşti, 1966.
8. Institutul de studii şi cercetări hidrotehnice din Comitetul de Stat al apelor, Bucureşti, Institutul de cercetări oceanografice din Direcţia Generală a Serviciului Hidrometeorologic, Moscova. *Zona de vărsare a Dunării, monografie hidrologică*. Bucureşti, Editura tehnică, 1963.
9. Popp, N. *Condiţiile hidrochimice ale stufăriilor din Delta Dunării*. În: revista „Celuloză şi Hîrtie", Bucureşti, an. VII, 10, 1959.
10. Popp, N. *Condiţiile geochimice ale stufăriilor din Delta Dunării*. În: revista „Celuloză şi Hîrtie", Bucureşti, an. VIII, 1960.
11. Popp, N. şi Hîrjeu, Gh. *Consideraţii hidrogeologice în Delta Dunării*. În: revista „Meteorologia, Hidrologia şi Gospodărirea Apelor", Bucureşti, an VI, nr. 3, 1961.
12. Popp, N. *Caracterizarea litologică a pămînturilor din Delta Dunării*. În: revista „Meteorologia, Hidrologia şi Gospodărirea Apelor", Bucureşti, an VII, nr. 2, 1962.
13. Popp, N. şi Teaci, D. *Les sols et les formations submerses du Delta du Danube*. Congrès Intern. de la Science, du Sol, Bucureşti, V, 1965.
14. Popp, N. *Nămolurile din mlaştinile stuficole ale Deltei Dunării şi importanţa lor pentru calitatea şi productivitatea stufăriilor*. În: revista „Celuloză şi Hîrtie", Bucureşti, an XII, nr. 4, 1963.
15. Popp, N. *Formaţiunile submerse din Delta Dunării şi problema folosirii vegetaţiei stuficole*. În: revista „Ştiinţa Solului", Bucureşti, vol. 4, nr. 1, 1966.
16. Mirică, Gh. *Debitul Dunării în zona Deltei*. În: Buletinul Institutului de Cercetări Piscicole, Bucureşti, vol. 16, nr. 4, 1957.
17. Mirică, Gh. *Hidrologia Deltei Dunării*. Bucureşti, Comisia de Hidrologie a Academiei Republicii Socialiste România, 1958.
18. Rudescu L. ş. a., *Stuful şi valorificarea lui*, Bucureşti, Editura tehnică, 1953.

## SECȚIUNEA XXIV

# ALIMENTĂRI CU APĂ

**Ing. I. Pîslăraşu**
**Ing. I. Teodorescu**

**CUPRINS**


1. Generalităţi . . . . . 827
1.1. Scheme de alimentări cu apă . . . . . 827
1.2. Necesarul de apă . . . . . 829
1.3. Calităţile apei . . . . . 833
2. Captarea apei . . . . . 835
2.1. Surse de apă şi criterii pentru alegerea lor . . . . . 835
2.2. Captarea apelor subterane . . . . . 839
3. Îmbunătăţirea calităţilor apei . . . . . 851
3.1. Generalităţi . . . . . 851
3.2. Scheme tehnologice . . . . . 853
3.3. Deznisiparea apei . . . . . 856
3.4. Coagularea suspensiilor din apă . . . . . 858
3.5. Decantarea apei . . . . . 863
3.6. Filtrarea apei . . . . . 875
3.7. Dezinfectarea apei . . . . . 884
3.8. Tratări speciale pentru corectarea unor proprietăţi fizice, chimice şi organoleptice ale apei . . . . . 888
4. Conducte de aducţiune . . . . . 897
4.1. Generalităţi . . . . . 897
4.2. Calculul hidraulic al conductelor . . . . . 897
4.3. Traseul, profilul în lung şi secţiuni de pozare a conductelor . . . . . 905
4.4. Tipuri de conducte . . . . . 908
5. Reţele de distribuţie . . . . . 910
5.1. Generalităţi . . . . . 910
5.2. Dispoziţia reţelelor de distribuţie . . . . . 910
5.3. Dimensionarea reţelelor de distribuţie . . . . . 914
5.4. Exploatarea reţelelor de distribuţie . . . . . 920
6. Staţii de pompare . . . . . 922
6.1. Tipuri de staţii de pompare . . . . . 922
6.2. Amplasarea pompelor şi a instalaţiilor hidraulice . . . . . 922
6.3. Utilajul de pompare . . . . . 927
7. Înmagazinarea apei . . . . . 930
7.1. Generalităţi . . . . . 930
7.2. Rezervoare subterane . . . . . 932
7.3. Castele de apă . . . . . 939
*Bibliografie* . . . . . 941

# 1. GENERALITĂȚI

## 1.1. SCHEME DE ALIMENTĂRI CU APĂ

*Alimentările cu apă* constituie, pentru centrele populate și pentru industrii, dotații indispensabile care condiționează desfășurarea vieții igienice a oamenilor și intervin ca factor important, în aproape toate procesele de producție industrială.

În centrele populate, apa servește pentru nevoi gospodărești (băut, gătit, spălat etc.), pentru nevoi publice (stropitul și spălatul străzilor, stropitul spațiilor verzi, la cișmele și havuzuri, fîntîni ornamentale, spălarea canalizărilor), pentru nevoi zootehnice (adăparea animalelor, spălarea grajdurilor etc.) și pentru combaterea incendiilor. În industrii, apa are folosințe multiple direct în procesul tehnologic (pentru realizarea diverselor soluții, paste, ca solvent, pentru producția de abur etc.), ca apă de răcire, ca mijloc de spălare, sortare sau transport a diverselor materiale, pentru combaterea incendiilor etc.

Elementele determinante în alegerea schemei de alimentare cu apă sînt pe de o parte cantitatea, presiunea și calitatea apei cerute de consumatori și, pe de altă parte, condițiile locale privind sursele de apă disponibile, calitățile apei la aceste surse, poziția relativă (distanța și diferențele de nivel) a consumatorului față de sursă și față de alți consumatori.

Alimentarea cu apă a unui centru populat sau a unei industrii comportă : captarea și aducțiunea apei de la sursă la consumator, cu stații de pompare cînd sînt necesare,

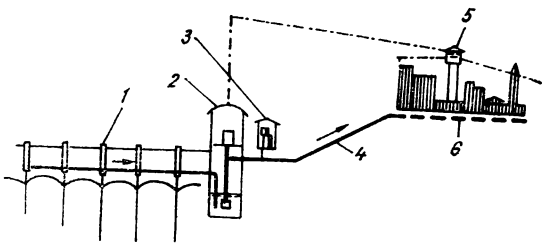



Fig. XXIV.1. Schema alimentării cu apă a unui oraș din surse subterane :
*1* — captare prin puțuri ; *2* — stație de pompare ; *3* — stație de clorizare ; *4* — conductă de pompare ; *5* — castel de apă ; *6* — rețea de distribuție.

staţii de tratare pentru corectarea calităţilor apei (în funcţie de calitatea apei cerută de consumator), rezervoare de înmagazinare pentru crearea unei rezerve de avarie şi a volumului necesar compensării variaţiilor consumului, sistemul de distribuţie a apei la consumator format din reţele de distribuţie şi eventuale staţii de pompare.

În fig. XXIV.1, XXIV.2, XXIV.3 şi XXIV.4 se dau schemele de principiu cele mai frecvente ale alimentărilor cu apă pentru centre populate şi industrii.

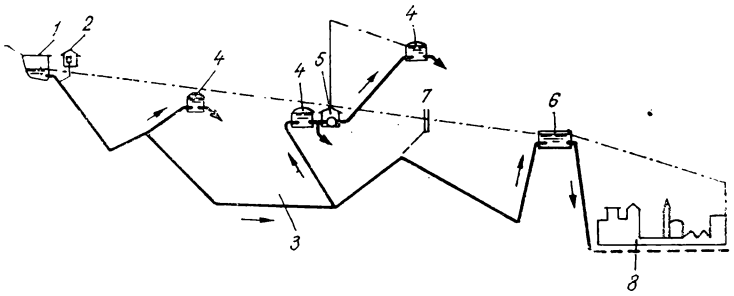



Fig. XXIV.2. Schema alimentării cu apă în sistem regional, dintr-un mare izvor:

*1* — captarea de izvor; *2* — staţia de clorizare; *3* — conductă de aducţiune gravitaţională; *4* — rezervoare de distribuţie; *5* — alimentare cu apă direct din conductă sau prin pompare; *6* — rezervor de trecere; *7* — turn piezometric pentru limitarea presiunilor mari; *8* — reţea de distribuţie.

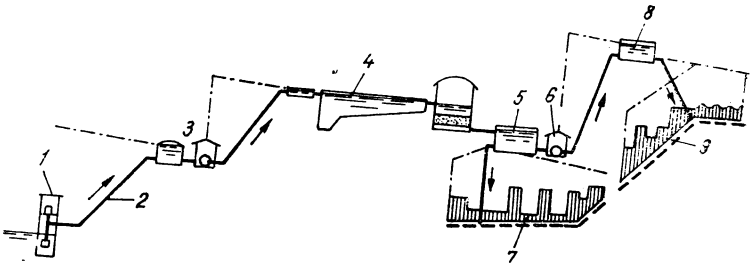



Fig. XXIV.3. Alimentarea cu apă a unei localităţi din apă de suprafaţă:

*1* — staţie de captare şi pompare; *2* — conductă de refulare; *3* — staţie de pompare treapta *II* şi rezervor intermediar; *4* — staţie de tratare; *5* — înmagazinarea apei în rezervorul de trecere; *6* — repomparea apei din rezervorul de înmagazinare; *7* — asigurarea consumului zonei inferioare; *8* — rezervorul zonei superioare; *9* — asigurarea consumului zonei superioare.

În alegerea schemei de alimentare cu apă, în afară de condiţia de eficienţa economică se ţine seama şi de următoarele considerente de ordin tehnic:

— alimentarea cu apă trebuie să se încadreze ca schemă în prevederile planului de amenajare complexă a bazinului hidrografic respectiv şi să asigure o rezolvare comună pentru toţi consumatorii interesaţi;

— schemele alese trebuie să asigure posibilitatea de extindere a alimentării cu apă pentru o perspectivă mai îndepărtată (circa 50 ani);

— schema alimentării cu apă trebuie să dea posibilitatea eşalonării investiţiei pentru o execuţie etapizată, prima etapă fiind de 10—15 ani;

— sursele de apă subterană trebuie afectate cu prioritate consumatorilor din centrele populate;

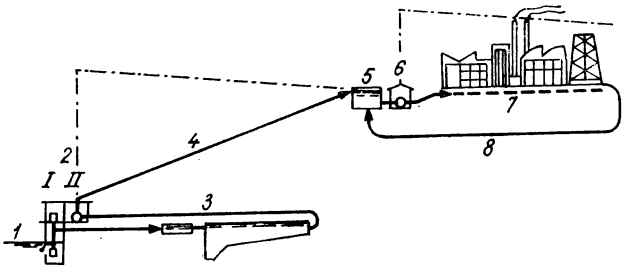



Fig. XXIV.4. Schema alimentării cu apă a unei industrii din apa de suprafaţă cu recircularea parţială a apei:

*1* — captare; *2* — repomparea apei; *3* — staţie de tratare; *4* — conductă de refulare; *5* — rezervor de compensare a consumurilor industriei; *6* — staţie de pompare; *7* — reţea de distribuţie; *8* — conductă de recircularea apei între turnul de răcire şi rezervorul de înmagazinare.

— sursele situate la cote care asigură aducţiuni prin gravitaţie aduc simplificări importante în exploatare;

— schemele care implică o exploatare pretenţioasă trebuie evitate la mici alimentări cu apă (astfel de exemplu la o mică localitate, într-o schemă folosind pentru distribuţia apei rezervoare de înălţime şi o alta cu distribuţie prin staţie de pompare cu hidrofor direct în reţea, se va prefera, din punct de vedere tehnic, prima schemă);

— în cadrul unei scheme de alimentare cu apă, gruparea diferitelor obiecte componente (captarea cu staţie de pompare, sau staţie de tratare cu rezervoarele etc.) conduce la o simplificare a exploatării şi adesea la economii de investiţii.

## 1.2. NECESARUL DE APĂ

1.2.1. **Criterii de stabilire a debitelor de apă necesare.** Rezolvarea alimentării cu apă a unui centru populat, a unei industrii sau a unui complex de consumatori, presupune în primul rînd stabilirea judicioasă a cantităţilor de apă necesare, a variaţiilor de consum posibile şi a calităţilor cerute apei.

Perioada de perspectivă a dezvoltării alimentării cu apă pentru care se calculează debitul de apă necesar este de 20—25 ani (STAS 1343-66). În cadrul acestei perioade se consideră o primă etapă de dezvoltare de 10—15 ani în vederea unei eşalonări raţionale a investiţiilor (tabelul XXIV.1).

*Tabelul XXIV.1*

**Structura necesarului de apă pentru centrele populate şi industrii**

| Structura | Consumatorul | Categoria consumului de apă |
|---|---|---|
| a | Centrele populate | Consumul gospodăresc (casnic)<br>Consumul public<br>Consumul pentru mica industrie locală<br>Consumul gospodăriilor agricole aferente centrelor populate<br>Consumul pentru nevoi balneo-turistice |
| b | Industriile | Consumul igienico-sanitar<br>Consumul tehnologic:<br>— apă în procesul de fabricaţie<br>— apă de răcire<br>— apă pentru spălarea, sortarea şi transportul materialelor |
| c | Stingerea incendiilor | Hidranţi interiori<br>Instalaţii speciale de sprinclere şi drencere<br>Hidranţi exteriori |
| d | Întreprinderea de apă-canal | Consumul intern al uzinei de apă<br>Consumul pentru spălarea canalizării |
| e | Şantierele de construcţii-montaj | Consumul pentru producţie şi nevoi tehnice<br>Consumul pentru hidromecanizarea lucrărilor de pămînt |
| f | Pierderile de apă | Pierderi inevitabile (normale)<br>Risipa de apă |

1.2.2. **Debite de apă necesare pe categorii de utilizări coeficienţi de variaţie ai consumurilor.** În calculul cantităţilor de apă necesare se stabilesc trei consumuri caracteristice: consumul zilnic mediu ($Q_{zi\cdot med}$), consumul zilnic maxim ($Q_{zi\cdot max} = Q_{zi.med}\ K_{zi}$) şi consumul orar maxim ($Q_{orar.max} = Q_{zi.max} \times K_0$), $K_{zi}$ şi $K_0$ fiind coeficienţii de variaţie zilnică şi orară a consumului:

$$Q_{zi\cdot med} = 1{,}2 \sum \frac{N_i\, q_i}{1\,000}\ [\mathrm{m^3/zi}],$$

în care: 1,2 este sporul de 20% pentru acoperirea pierderilor inventabile de apă;
$N_i$ — numărul total de consumatori din fiecare categorie în etapa de perspectivă (peste 20—25 ani);
$q_i$ — norma de consum (l/zi · consumator).

a. *Necesarul de apă pentru centrele populate.* Debitul de apă necesar centrelor populate se calculează în conformitate cu STAS 1343-66 luînd ca elemente de bază prevederile schiței de sistematizare a orașului (dotările și profilul orașului), pentru etapa întîia de dezvoltare (10—15 ani) și pentru etapa de perspectivă (20—25 ani).

La stabilirea necesarului de apă se vor avea în vedere: consumul gospodăresc (casnic), consumul public, consumul pentru industria locală, precum și consumul gospodăriilor agricole aferente centrelor populate.

b. *Necesarul de apă pentru industrii.* Întreprinderile industriale sînt, în general, mari consumatori de apă. Pentru numeroase orașe mari și foarte mari ele reprezintă principalul consumator de apă. Pentru orașe mari, cum este Moscova, consumul industrial ajunge la 40—45% din totalul consumului de apă [16]. În Republica Federală a Germaniei consumul de apă industrială era în 1951—1952 aproape dublu față de consumul populației și reprezenta 4,5—5 miliarde m³/an [27].

La alimentările cu apă industrială debitele se stabilesc pe categorii de utilizări după calitățile cerute apei.

Apa pentru nevoi igienico-sanitare. În categoria acestora se cere apă potabilă pentru consumul muncitorilor (băut, cantină, eventual băi și dușuri), în conformitate cu tabelul XXIV.2.

*Tabelul XXIV.2*

**Consumul de apă igienico-sanitară a industriilor**

| Caracteristica locului de producție | Norma de consum pe muncitor-schimb | Coeficienții de variație a consumului | |
|---|---|---|---|
| | | $K_{zi}$ | $K_{ctor}$ |
| Ateliere cu temperaturi ridicate (degajare de căldură sub 20 kcal/h.m³) | 35 | 1,0 | 2,5 |
| Ateliere cu temperaturi obișnuite (degajare de căldură sub 20 kcal/h.m³) | 25 | 1,0 | 3,0 |
| Dușurile la muncitorii ce lucrează în ateliere care produc un grad mare de murdărie | 60 | 1,0 | 2,0 |
| Dușuri la muncitorii din alte locuri de muncă | 40 | 1,0 | 2,0 |

*Observație.* Durata dușurilor este de 45 min pe schimb.

Adeseori în rețeaua de apă potabilă se asigură necesarul de apă pentru combaterea incendiului, precum și apa necesară în anumite procese de producție care cer calități deosebite ale apei și debite reduse, nefiind justificată crearea unei rețele separate.

Consumul tehnologic. Acesta cuprinde consumurile de apă din procesul de fabricație, apa de răcire, apa de spălare, apa pentru producția de abur, apa pentru dislocarea, sortarea, spălarea și transportul hidraulic al materialelor. Debitele

de apă industrială se pot grupa după calităţile cerute apei în : apă brută (netratată) apă deznisipată, apă decantată, apă prefiltrată, apă filtrată, apă tratată special etc.

Normele de consum pentru industrii variază în limite largi pe ramuri de producţie.

De asemenea, variaţia consumului de apă pe unitatea de producţie este în funcţie şi de tehnologia de fabricaţie adoptată, de temperatura apei, de existenţa instalaţiilor de recirculare etc. Consumurile cele mai importante de apă industrială tehnologică revin sectorului industriilor chimice, unde pentru a se obţine 1 t de cauciuc sintetic este necesar un consum de 1 700 $m^3$ apă, 1 t de fibre relon 5 150 $m^3$ apă la 27°C şi 2 500 $m^3$ apă la 15°C, 1 t amoniac 300—450 $m^3$ apă, 1 t celuloză înălbită 800 $m^3$ apă, 1 t celuloză sulfit albită 600 $m^3$ apă, 1 t hîrtie de calitate superioară 400—800 $m^3$ apă, 1 t viscoză (mătase artificială) 400—760 $m^3$ apă etc.

Din celelalte ramuri de producţie consumatorii mai importanţi sînt :

— centralele termoelectrice, industriile siderurgice (secţia furnale, cuptoarele Martin şi secţia laminoare), întreprinderile de extracţie şi prelucrare a cărbunelui, iar din ramura industriei alimentare fabricile de conservare, tăbăcăriile şi fabricile de zahăr.

Varietăţile proceselor de producţie în numeroasele ramuri industriale, precum şi diversitatea tehnologiilor de fabricaţie pentru acelaşi produs, cere examinarea minuţioasă şi stabilirea de la caz la caz a debitelor de apă necesare cu directa colaborare a specialistului tehnolog.

La stabilirea consumurilor totale de apă se va avea în vedere şi necesarul de apă pentru stingerea incendiilor, în conformitate cu STAS 6206-66 şi cu N.P.C.I.-1961.

De asemenea, conform prevederilor STAS 1343-66, consumul total de apă se va majora cu 20% pentru acoperirea tuturor pierderilor.

1.2.3. **Debite de calcul.** Dimensionarea construcţiilor şi instalaţiilor de alimentare cu apă se face la debitele indicate în tabelul XXIV.3

*Tabelul XXIV.3*

**Debitul de calcul al construcţiilor şi instalaţiilor de alimentare cu apă**

| Nr. crt. | Debitul de calcul | Construcţii şi instalaţii de alimentare cu apă |
|---|---|---|
| 1 | $Q_1 = Q_{zi \cdot med}$ | Baraje şi lacuri de acumulare cu volume de compensare interanuală |
| 2 | $Q_2 = Q_{zi \cdot max} +$ $+ Q_{refacere}$ rezervă incendiu | Prizele de apă<br>Deznisipatoare<br>Staţii de pompare la captare şi pe aducţiuni<br>Conductele de la captare la rezervoare sau de la captare la staţia de tratare<br>Staţiile de tratare a apei : staţii de coagulant, decantoare, filtre |
| 3 | $Q_3 = Q_{orar \cdot max} + !$ $+ Q_{max \cdot incendiu}$ | Rezervoarele de compensare<br>Conductele de legătură la reţea<br>Reţeaua de distribuţie<br>Staţii de pompare la reţea |

1.2.4. **Calculul debitelor de apă necesare centrelor populate din Republica Socialistă România. Consumuri specifice.** Consumul specific al unui centru populat este debitul mediu zilnic de apă potabilă pe locuitor, exprimat în l/om-zi; consumul specific cuprinde toate nevoile de apă.

Consumul specific de apă pentru orașul București este de 680 l/om-zi (etapa 1980), Brașov 430 l/om-zi, Suceava 370 l/om-zi (etapa 1975), Bacău 360 l/om-zi, Hunedoara 275 l/om-zi, Galați 415 l/om-zi, Ploiești 305 l/om-zi.

## 1.3. CALITĂȚILE APEI

1.3.1. **Apa potabilă.** Apa pentru necesități menajere sau pentru industriile care utilizează în procesul de producție apă cu exigențe de potabilitate, trebuie să îndeplinească condițiile prevăzute în STAS 1342-61.

a. *Proprietăți organoleptice* (determinarea acestora se face cu ajutorul simțurilor). M i r o s u l a p e i se poate datora substanțelor organice în descompunere sau microorganismelor vii (alge, protozoare etc.), precum și prezenței unor substanțe chimice provenite din ape uzate industriale (fenoli, crezoli) etc. G u s t u l apei se datorește substanțelor minerale dizolvate.

Gustul apei este caracteristic pentru diferite tipuri de substanțe dizolvate care se găsesc în cantități mai mari în apă (tabelul XXIV.4).

*Tabelul XXIV.4*

**Aprecierea mirosului sau gustului apei**

| Mirosul sau gustul | Caracterizarea | Gradația |
|---|---|---|
| Inexistent | Inodor (insipid) | 1 |
| Perceptibil de un degustător experminentat | Foarte slab | 2 |
| Perceptibil de consumatorul prevenit | Slab | 3 |
| Ușor perceptibil și putînd provoca păreri defavorabile asupra apei | Perceptibil | 4 |
| Puternic, atrăgînd atenția și făcînd să se renunțe la băutul apei | Pronunțat | 5 |
| Foarte puternic, făcînd apa improprie pentru băut | Foarte pronunțat | 6 |

b. *Proprietăți fizice.* T u l b u r e a l a depinde de materiile din apă aflate în suspensie și de natura lor.

Măsurarea tulburelii se face prin comparația emulsiei etalon în scara silicei; 1 mg silice fin divizată la 1 l de apă distilată reprezintă 1 grad de tulbureală.

Culoarea se datorește prezenței în apă a unor substanțe dizolvate (oxizi ferici, compuși de mangan, clorofilă din frunze, acizi humici etc.) și se determină prin comparație cu soluții etalon de clorură de platină și potasiu și clorură de cobalt ; fiecare grad de culoare corespunde la 1 mg/l platină.

Temperatura apelor variază în funcție de proveniența apei, (subterană sau de suprafață) și de anotimp.

Apa subterană de la adîncimi pînă la 50 m sub nivelul terenului, are temperatura cuprinsă între 10—13°C ; de la această adîncime în jos temperatura crește cu cîte 10°C pentru fiecare 33—35 m.

Temperatura apelor de suprafață în Republica Socialistă România variază între 0 și +27°C.

Conductibilitatea electrică, de obicei, se măsoară rezistența electrică a apei, inversul conductibilității. Rezistența electrică a apei depinde de concentrația de substanțe dizolvate în apă. O variație bruscă a rezistenței poate indica apariția unei surse de infecție.

Radioactivitatea — proprietatea apei de a emite radiații permanente $\alpha$, $\beta$ sau $\gamma$, nu trebuie să depășească anumite concentrații care se exprimă în *mC*/ml (microcurie pe ml) ($1C = 1$ Curie, reprezintă $3{,}71 \times 10^{10}$ atomi de radiu dezintegrați pe secundă, care corespund la 1 g de radiu).

c. *Proprietăți chimice.* Reziduul fix reprezintă totalitatea substanțelor solide minerale și organice aflate în apă și se obține prin încălzirea apei pînă la 105°C, cînd se realizează evaporarea completă. Se exprimă în mg/l.

Reacția apei, exprimată prin *p*H, poate fi acidă, neutră sau alcalină, în funcție de conținutul de săruri dizolvate în apă.

Duritatea apei se datorește sărurilor de calciu și de magneziu aflate în soluție ; aceste săruri pot fi carbonați, cloruri, sulfați, azotați, fosfați sau silicați.

Un grad de duritate reprezintă 10 mg CaO, sau 1,142 mg MgO conținute într-un litru de apă.

Duritatea temporară este determinată de carbonații care prin fierbere dispar.

Duritatea permanentă este determinată de celelalte săruri de calciu și magneziu (sulfați, cloruri etc.) și nu dispare prin fierbere.

Duritatea totală este suma durităților temporară și permanentă.

Substanțele organice provin din resturi de plante și animale ; ele pot fi oxidate complet.

Condiția de admisibilitate se exprimă în mg/l soluție de $MnO_4K$ necesară pentru oxidarea substanțelor organice.

Fierul se găsește în special în apele subterane, sub formă de diferiți compuși mai frecvent bicarbonat feros.

În contact cu aerul, compușii feroși devin ferici punîndu-se în evidență $Fe(OH)_3$.

Apa care conține fier în cantități mari este opalescentă, cu gust acru, astringent, pătează rufele, nu poate fi întrebuințată în industria hîrtiei, a celulozei, la vopsitorii, coloranți etc.

Manganul însoțește, de obicei, fierul în apele subterane ; depozitul produs de compușii manganului are o culoare brună.

Calciul se găsește în apă sub formă de bicarbonați, sulfați, cloruri. Rolul său în apa potabilă este pus în legătură cu iodul, fiind determinant în apariția gușei.

Magneziul, ca și calciul, determină duritatea apei.

Amoniacul ($NH_3$) pune, de obicei, în evidență contaminarea apelor potabile cu apă provenită din rețeaua de canalizare, de la closete etc.

Amoniacul poate fi și de natură minerală, provenind de la minereuri care conțin azotați.

Clorul se găsește în apă sub formă de cloruri, fiind cel mai frecvent, de natură minerală.

Prezența în cantități mari a clorurilor dau apei un gust neplăcut caracteristic.

Clorurile pot fi și de natură organică (urina și fecalele conțin cantități importante de cloruri).

Cuprul, plumbul, zincul pot fi întîlniți sub formă de oxizi și indică corodări ale conductelor; în apele de suprafață pot fi întîlniți în aval de deversări de ape uzate provenind de la industrii extractive și prelucrătoare.

Compușii lor sînt foarte otrăvitori.

Bioxidul de carbon ($CO_2$) în apă, poate fi liber (gaz) semilegat (bicarbonați) sau legat (carbonați).

Condițiile de calitate pentru apa potabilă prevăzute în STAS 1342-1961 sînt date în tabelul XXIV.5.

Prezența bioxidului de carbon liber în cantități mari în apă, dă acesteia caracter agresiv față de oțel, mortare și betoane.

Hidrogenul sulfurat ($H_2S$) poate fi de natură organică ca un produs de descompunere, sau minerală ca un produs dizolvat în straturile adînci.

d. *Proprietăți bacteriologice.* Bacteriile se pot împărți în patru categorii importante :

— bacterii banale, fără influență asupra organismului;

— bacili coli, care în proporție mai mare indică contaminarea apei cu ape de la canalizare, aceștia însoțesc bacilul febrei tifoide;

— bacterii saprofite, care dau indicații asupra contaminării cu dejecții animale și semnalează bacilul febrei tifoide;

— bacterii patogene, care produc îmbolnăvirea organismului; bacteriile care produc boli hidrice sînt : bacteria febrei tifoide, bacteria holerei și bacilul dizenteriei.

1.3.2. **Apa industrială.** Condițiile care se cer apelor folosite în industrie diferă după natura industriei și după scopul în care este folosită în procesul tehnologic.

# 2. CAPTAREA APEI

## 2.1. SURSE DE APĂ ȘI CRITERII PENTRU ALEGEREA LOR

2.1.1. **Surse de apă potabilă și industrială.** Pentru alimentarea cu apă a centrelor populate și a industriilor, sursele de apă care se iau în considerație sînt apele subterane, apele de suprafață și apele meteorice.

a. *Surse de apă subterană.* Straturile sau cursurile de apă subterană, alimentate cu ape provenite din precipitații, din apele care se scurg la suprafață (rîuri, pîrîuri), din lacuri, din condensarea apelor provenite de la mari adîncimi (condensarea făcîndu-se în părțile superioare ale scoarței terestre) sau din ape infiltrate artifical, după modul lor de cantonare și scurgere pot fi :

— straturi acvifere freatice în roci granulare, fără influența directă a unei ape de suprafață, alimentate din bazine subterane întinse sau sub influența directă a apelor de suprafață aflate în imediata lor apropiere, în care caz se mai numesc ape de infiltrație prin maluri;

*Tabelul XXIV.5*

**Condițiile de potabilitate a apei conform STAS 1342-61**

a. *Caracteristice organoleptice*

| | |
|---|---|
| Miros, în grade max. | 2 |
| Gust, în grade max. | 2 |

b. *Caracteristici fizice și radioactive*

| Caracteristici | Condiții de admisibilitate | Limite excepționale |
|---|---|---|
| Turbiditate, în grade max. | 5 | 10 |
| Culoare, în grade max. | 15 | 20 |
| Temperatura : | | |
| — pentru apa provenită din surse subterane (izvoare sau pături acvifere), în °C | 7—15 | 5—17 |
| — pentru ape provenite din surse de suprafață | Temperatura naturală | |
| Emițători α microcurie/m max. | $10^{-9}$ | — |
| Emițători β microcurie/m max | $10^{-8}$ | — |
| Emițători γ microcurie/m max. | Conform observațiilor de la punctul c | |

c. *Caracteristici chimice*

| | | |
|---|---|---|
| *p*H | 7—8 | 6,5—8,5 |
| Reziduu fix la 105°C, în mg/l | 100—500 | 30—1 000 |
| Duritate totală, în grade max. | 20 | În funcție de conținutul de Ca, Mg |
| Duritate permanentă, în grade max. | 12 | — |
| Calciu (Ca), în mg/l max. | 75 | 180 |
| Magneziu (Mg), în mg/l max. | 50 | 80 |
| Fier (Fe), în mg/l max. | 0,1 | 0,3 |
| Cloruri (Cl), în mg/l max. | 200 | 400 |
| Sulfați ($SO_4$), în mg/l max. | 200 | 400 |
| Nitrați ($NO_3$), în mg/l max. | 10 | 20 |
| Clor rezidual, liber în rețea în cazul clorinării, în mg/l | 0,1—0,25 | 0,05—0,5 |
| Fluor (F), în mg/l max. | 0,5 | — |

*Tabelul XXIV.5* (continuare)

| Caracteristici | Condiții de admisibilitate | Limite excepționale |
|---|---|---|
| Plumb (Pb), în mg/l max. | 0,10 | — |
| Arsen (As), în mg/l max. | 0,05 | — |
| Crom $(Cr)^{+6}$, în mg/l max. | 0,05 | — |
| Cianuri (CN), în mg/l max. | 0,01 | — |
| Cupru (Cu), în mg/l max. | 1,00 | — |
| Zinc (Zn), în mg/l max. | 5,00 | — |
| Fosfați ($P_2O_5$), în mg/l | Absent | Max. 0,1 |
| Compuși fenolici (fenoli), în mg/l max. | 0,001 | — |
| Hidrogen sulfurat, în mg/l | Absent | 0,1[1]) |
| Metan ($CH_4$), în mg/l | Absent | — |
| Substanțe organice<br>Nitriți<br>Amoniac | Conform observațiilor | |

[1]) Numai pentru apele de mare adîncime.

*Observații*:

1. Folosirea apei ale cărei caracteristici depășesc condițiile de admisibilitate pînă la limitele excepționale prevăzute în tabelul de mai sus, se aprobă de Ministerul Sănătății și Prevederilor Sociale atunci cînd în regiunea localității care se alimentează nu se găsesc ape corespunzătoare condițiilor de admisibilitate.

2. Valorile limită ale emițătorilor gama, substanțelor organice, amoniacului și nitriților, vor fi stabilite de către organele sanitaro-antiepidemice pe baza analizelor oficiale urmînd să supravegheze orice modificare de la valorile normale stabilite pentru fiecare sursă sau regiune. Prin valori normale se înțelege media determinărilor efectuate pe un interval de 1 an. O depășire de peste 25% se consideră ca indicînd o contaminare.

d. *Caracteristici bacteriologice*

| Categoria apei | Numărul total de germeni/ml max. | Bacili coli la 1 litru apă max |
|---|---|---|
| Din rețeaua de distribuție în cazul instalațiilor centrale de alimentare servind colectivități cu o populație peste 70 000 locuitori | 20 | 3 |
| Alte surse centrale cu apă potabilă | 100 | 10 |
| Surse individuale | 300 | 100 |

e. *Caracteristici biologice*

Apa potabilă nu trebuie să conțină organisme și particule animale și vegetale vizibile cu ochiul liber, nici particule de organisme dăunătoare sănătății, ca ouă sau larve de paraziți, sau alte organisme biologice caracteristice contactului cu mediul înconjurător etc.

Sestonul maxim 1 $ml/m^3$.

Se recomandă ca numărul organismelor animale microscopice să fie maximum 10 la 1 litru apă.

— straturi acvifere de mare adîncime, în roci granulare sau în roci fisurate la adîncimi mari (60—500 m); de cele mai multe ori apa în aceste straturi se află sub presiune avînd un caracter ascensional sau artezian. Aceste straturi sînt alimentate în general de la mari distanțe, din bazine hidrologice greu de determinat, prin aflorimentele formațiunilor geologice permeabile la suprafața bazinului;

— straturi acvifere îmbogățite prin infiltrații artificiale;

— izvoare provenite din aflorimente de straturi acvifere subterane sub nivelul lor piezometric.

b. *Surse de apă de suprafață.* În general, mult mai abundente, față de sursele de apă subterană, sursele de apă de suprafață sînt mai ales ape curgătoare naturale: pîrîuri, rîuri și fluvii, canale artificiale, precum și lacuri naturale și artificiale.

În cazuri extreme se recurge și direct la apele meteorice, care pot constitui surse de apă pentru consumuri puțin importante.

2.1.2. **Criterii de alegere a surselor de apă.** Pentru alegerea surselor de apă este necesar să se întocmească schema generală de gospodărire a apelor în zonă, ținîndu-se seamă de prevederile planului de amenajare a apelor bazinului hidrografic respectiv.

Studierea pe ansamblu a surselor de apă urmărește să determine caracteristicile tehnice (cantități de apă disponibile și calitățile apei) pe baza cărora, făcînd comparațiile economice între soluțiile de ansamblu ale sistemelor alimentate din diferite surse, să se aleagă sursa care satisface:

— debitul de apă necesar consumatorilor;

— calitățile apei, pe cît posibil fără îmbunătățiri artificiale, sau cu un minim de tratări, pentru a le aduce la nivelul calităților solicitate de consumator;

— siguranța în exploatare, asigurarea în timp a debitelor minime și a constanței calității apei solicitate;

— eficiența economică maximă, ținînd seama de costul minim pe metru cub de apă furnizată și de efectul economic general în cadrul gospodăririi apei pe utilizări complexe.

Cele de mai înainte constituie criterii de bază la alegerea surselor de apă.

În repartizarea surselor de apă între consumatorii industriali și consumul centrelor populate se rezervă, de regulă, sursele de apă subterană pentru alimentări cu apă potabilă [2].

2.1.3. **Zone de protecție sanitară.** Zonele de protecție sanitară delimitează perimetrele în care se impun condiții speciale în vederea prevenirii impurificării apei de către diverși factori exteriori.

Zonele de protecție sanitară sînt reglementate prin Decretul nr. 1059/1967 și prin instrucțiunile anexe.

Zonele de protecție sanitară se stabilesc la toate instalațiile care compun alimentarea cu apă.

Pentru sursele de apă se instituie două perimetre:

— perimetrul de regim sever, în interiorul căruia se interzice construirea de locuințe sau alte construcții nelegate de necesitățile tehnologice ale captării, precum și accesul persoanelor străine de exploatarea alimentării cu apă. Mărimea perimetrului de regim sever se stabilește pentru fiecare caz după condițiile hidrogeologice. Zona de regim sever se împrejmuiește și se supraveghează prin pază permanentă. Se interzic scurgeri prin canale în această zonă care se protejează și de scurgerile de suprafață prin șanțuri de gardă, iar în zonele inundabile prin îndiguiri;

— perimetrul de restricție, care este situat în jurul zonei de regim sever. În acest perimetru trebuie menținută o stare de salubritate permanent controlată. În acest perimetru se interzice utilizarea terenului în scopuri care ar putea să

modifice calitatea apei şi să reducă debitul (despăduriri etc.) şi el se marchează pe teren prin borne cu inscripţie.

Perimetrele zonelor de protecţie sanitară se fixează prin proiectele de alimentare cu apă, pe baza studiilor de teren şi în colaborare cu organele sanitare şi administrative locale.

## 2.2. CAPTAREA APELOR SUBTERANE

2.2.1. **Captări de izvoare.** a. *Condiţii tehnice pentru amenajarea capătărilor de izvoare.* Influenţează natura captărilor faptul dacă izvoarele sînt de coastă sau de terasă (ascensionale).

În fig. XXIV. 5 se dau cîteva din profilurile geologice caracteristice la izvoarele de coastă (fig. XXIV.5 *a, b, c*) sau de terasă (fig. XXIV.5, *d*).

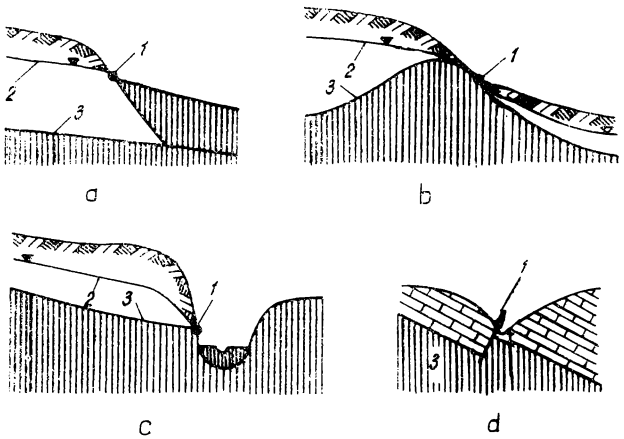



Fig. XXIV.5. Profiluri geologice caracteristice :
*a, b, c* — la izvoarele de coastă; *d* — la izvoarele de terasă; *1* — poziţia izvorului; *2* — nivelul pînzei de apă subterană; *3* — configuraţia stratului impermeabil de bază.

Captarea unui izvor trebuie să satisfacă următoarele condiţii :

— să fie amplasată în punctul real al izvorîrii ;

— să asigure captarea integrală a izvorului, fără pierderi, în care scop ea trebuie încastrată în stratul impermeabil de bază ;

— dacă izvorul nu se captează integral să permită eventuala extindere a captării ;

— să ferească punctul de captare de contaminări exterioare, să fie etanşă;

— să nu modifice condiţiile de curgere ale izvorului, pentru a nu forţa stratul acvifer şi a nu-i modifica căile de ieşire la suprafaţă; de aceea, nu este recomandabilă ridicarea prin captare a nivelului piezometric în punctul de izvorîre;

— să fie uşor vizitabilă;

— să fie bine ventilată;

— să fie construită din materiale rezistente la eventuala acţiune corosivă a apei sau terenului.

b. *Camere de captare, amenajări la izvoare.* Camerele de captare trebuie adaptate după condiţiile hidrogeologice specifice fiecărui izvor.

Izvoarele de coastă, concentrate, se captează prin camere care primesc direct vîna de apă de pe stratul de bază, la care trebuie ajuns prin debleiere.

Pentru izvoarele mici, prinderea vînei de apă se face avansînd pe stratul de bază cu tuburi de drenaj pînă la punctul unde izvorul apare concentrat (fig. XXIV.6).

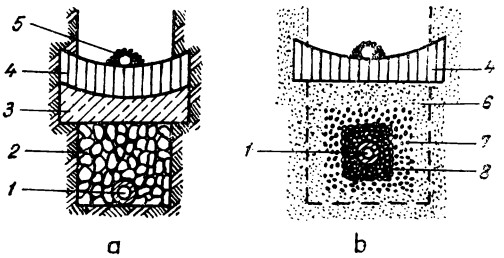



Fig. XXIV.6. Secţiuni prin drenajele de captare a unor izvoare mici:

*a* — în roci stîncoase; *b* — în nisipuri şi pietrişuri; *1* — captarea apei prin tubul colector găurit; *2* — piatră mare; *3* — etanşarea captării printr-un strat de beton împotriva infiltraţiilor superficiale; *4* — etanşarea captării printr-un strat de argilă împotriva infiltraţiilor superficiale; *5* — dren pentru evacuare apelor de suprafaţă; *6* — strat filtrant din nisip mare pentru drenajele executate în nisipuri sau pietrişuri; *7* — pietriş mărunt; *8* — pietriş mare.

În fig. XXIV.7 se dă o captare de izvor de coastă concentrat.

Camerele de captare a izvoarelor, au în general, următoarele dispoziţii constructive şi instalaţii:

— camera de acces a apei, prevăzută cu barbacane de acces; ea are şi rolul de a deznisipa apa *1*;

— camera sorburilor *2*, în care apa intră printr-un deversor *12* pe care se măsoară debitul izvorului; camera sorburilor are o conductă de golire *9* cu diametrul minim de 20 cm, la care se racordează după vană şi conducta de preaplin din aceeaşi cameră; conducta de golire se termină cu o clapetă *10*;

— camera vanelor *3*, cuprinzînd vana ovală de pe conducta de plecare *11* şi vana de perete pentru golire *13*;

— paserele laterale *6* pentru accesul personalului de exploatare, cu ventilaţii şi uşi cu încuietori *8*.

La exteriorul camerei de captare, către punctul de emergență al izvorului, se prevede filtru invers de pietriș și bolovăniș *4* precum și stratul de argilă de etanșare *5*.

Izvoarele de coastă difuze se pot capta prin camere de captare de tipul celei din fig. XXIV.7, care se amplasează în punctele principale de izvorîre și de la care pornesc drenuri laterale ajutătoare pentru colectarea și aducerea în camera de desnisipare a întregului debit. Aceste drenuri se amenajează ca în secțiunea *b* din fig. XXIV.6, avînd înspre partea aval amenajat un ecran de argilă încastrat în stratul de bază.

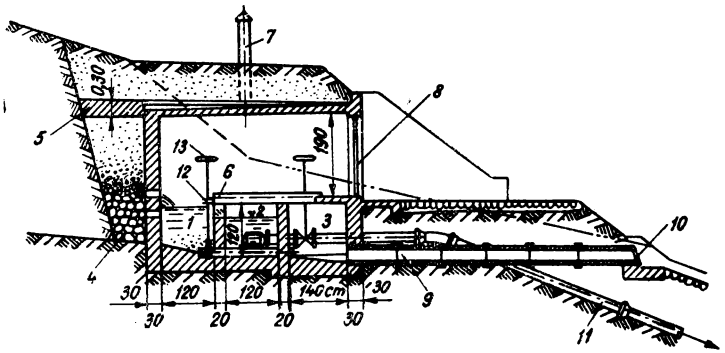



Fig. XXIV.7. Captare de izvor de coastă, concentrat.

La înclinări mari ale versantului, drenul poate fi sprijinit cu un zid de sprijin etanș rostuit și calculat în consecință.

În cazul izvoarelor de coastă din roci fisurate cu debite importante și ieșiri difuze, captarea se poate amenaja sub forma unei galerii vizitabile de-a lungul coastei. La debite mai mici, galeria se poate amenaja sub forma unui dren nevizitabil.

La drenurile nevizitabile se prevăd la distanțe de 50 m cămine de vizitare cu depozite pentru depuneri. Tuburile de drenaj se vor executa cu diametrul minim de 30 cm.

Izvoarele de terasă, la care apa iese vertical sau lateral, se amenajează prin captări sub formă de puțuri cu diametrul mare, cu fundul deschis, amplasat pe stratul din care iese izvorul.

Cînd fundul este nisipos și apa antrenează particulele fine din strat, se amenajează la partea inferioară un pat de pietriș și bolovăniș, sub formă de filtru invers.

În cazul izvoarelor laterale, pereții puțului se prevăd cu barbacane.

Puțul se închide și se acoperă la partea superioară cu un strat de pămînt, fiind prevăzut cu ventilație și posibilitate de acces.

La execuția captărilor de izvoare este interzisă cu desăvîrșire folosirea explozivilor pentru derocări.

**2.2.2. Captări prin puțuri.** Pentru realizarea captărilor prin puțuri se au în vedere prevederile STAS 2707-62.

Puțurile de captare se pot realiza prin forare (puțuri cu diametre între 100 și 1 000 mm, mai rar 1 500 mm), prin săpare (puțuri cu diametrul între 1—3 m, mai rar 4—5 m) și prin înfigere (puțuri Norton sau abisiniene).

Puțurile săpate cu diametrul de 1,00—1,50 m se folosesc în special pentru gospodării izolate, iar cele cu diametre mai mari, pînă la 3 m la alimentări cu apă centrale pentru adîncimi de 8—10 m și grosimi relativ reduse ale stratului acvifer.

Puțurile forate se folosesc pentru captarea apelor din straturi acvifere de grosime mare. La adîncimi relativ reduse puțurile forate pot merge cu coloane filtrante avînd diametre mai mari (300—400 mm), iar la adîncimi peste 30—40 m, diametrele coloanelor filtrante și a coloanelor definitive trebuie alese în funcție de schema și de dimensiunile coloanelor de lucru. La adîncimi mari coloanele filtrante pot fi reduse la 100 mm.

Puțurile înfipte se utilizează pentru debite mici, la adîncimi mici ale nivelului hidrostatic, de 3—4 m sub nivelul terenului.

a. *Amplasarea și măsurile de protecție ale captărilor prin puțuri.* Amplasarea captărilor de apă potabilă trebuie făcută în amonte de centrele populate sau de amplasamentele industriilor, iar în cazurile de amplasare în aval trebuie avută în vedere respectarea normelor de distanță pentru satisfacerea condițiilor de salubritate a captării.

La fixarea amplasamentelor trebuie să se aibă în vedere ca ele să poată fi extinse la nevoie și să nu fie afectate de dezvoltările urbane sau industriale, prevăzute în planurile de sistematizare.

Șirul de puțuri se amplasează perpendicular pe direcția de curgere a stratului de apă subterană. La captările prin infiltrație din malul rîurilor, linia de captare se amplasează aproximativ paralelă cu malul sau albia minoră, iar puțurile de mare adîncime în vîrfurile unui poligon, dispoziția alegîndu-se, pentru fiecare caz în parte, pe considerente tehnico-economice.

În afară de măsurile generale de protecție, trebuie să se aibă în vedere și următoarele măsuri specifice de protecție : regularizări și apărări de maluri ; îndiguiri împotriva inundațiilor și izolarea straturilor acvifere superioare, contaminabile în cazul puțurilor de mare adîncime situate în incinte circulate sau în orașe.

La captările cu infiltrație prin mal, toate lucrările la mal și în albie se prevăd de tip permeabil evitîndu-se lucrările de baraje sau pragurile de fund care provoacă colmatări locale ale malurilor.

b. *Calculul captărilor prin puțuri.* Calculul captării constă din determinarea debitului unui puț, a numărului de puțuri, a distanței între puțuri și deci a lungimii captării și a distanței de protecție sanitară pentru perimetrul de regim sever.

Debitul de exploatare al unui puț, se determină cu formula :

$$q_{ex} = Sv_a \quad [m^3/s],$$

în care : $S$ este suprafața brută exterioară a filtrului puțului, în $m^2$. În cazul unui puț în strat freatic cu nivel liber (fig. XXIV.8), $S = 3{,}14\ dh$, iar în cazul unui puț în strat sub presiune (fig. XXIV.9) $S = 3{,}14\ dm$, unde $d$ este diametrul exterior al filtrului, în m. În cazul puțurilor săpate $d$ este diametrul exterior al puțului ;

$v_a$ — viteza aparentă admisibilă de intrare a apei, în m/s (tabelul XXIV.6).

Debitul maxim, în caz excepțional, nu trebuie să depășească cu mai mult de 20% debitul $q_{ex}$ astfel calculat.

*Tabelul XXIV.6*

**Viteze admisibile** $v$

| $v_a$, m/s | Caracteristici granulometrice |
|---|---|
| 0,0005 | 40 % din granule cu diametrul $\leqslant$ 0,25 mm |
| 0, 001 | 40 % din granule cu diametrul $\leqslant$ 0,50 mm |
| 0, 002 | 40 % din granule cu diametrul $\leqslant$ 1,00 mm |

La debitul de exploatare $q_{ex}$ corespunde o denivelare $s$, care se determină grafic, conform fig. XXIV.8 şi XXIV.9 la intersecţia curbei $q = F(s)$ dedusă prin pompările experimentale ($q_1$, $s_1$; $q_2$, $s_2$; $q_3$, $s_3$) corectată cu scăderea de nivel datorită secetei şi a dreptei $q = F(h)$.

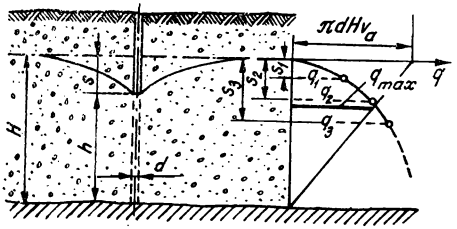



Fig. XXIV.8. Determinarea grafică a debitului maxim şi de exploatare a unui puţ în strat freatic cu nivel liber.

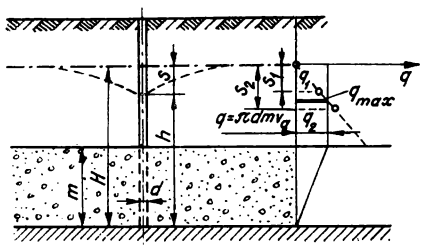



Fig. XXIV.9. Determinarea grafică a debitului maxim şi de exploatare a unui puţ în strat sub presiune.

Numărul de puţuri necesare :

$$n = \frac{Q}{q_{ex}} \text{ [buc]},$$

în care : $Q$ este debitul total al sursei (necesar), în $m^3/s$ ;
$n$ — numărul de puțuri.

Lungimea captării se determină cu relația :

$$L = \frac{Q}{k\,i\,H} \text{ [m]},$$

în care : $Q$ este debitul captat, în $m^3/s$ ;
$L$ — lungimea captării ;
$k$ — coeficientul de infiltrare, în m/s ;
$i$ — panta piezometrică a curentului subteran ;
$H$ — grosimea stratului de apă subterană la secetă, în m ; la straturile de apă sub presiune, avînd o pantă piezometrică pronunțată, $H$ se înlocuiește în formulă prin $m$, grosimea stratului acvifer captat (fig. XXIV.9).

În cazul în care captarea se așează oblic pe direcția de curgere a curentului subteran, dimensionarea captării se face pe baza unui calcul hidrogeologic special.

În cazul în care pe lungimea captării parametrii $H$, $k$, $i$ sînt variabili, elementele captării se calculează pe sectoare cu caracteristici aproximativ constante.

Debitul total obținut prin calcul pe întreaga lungime de captare se compară cu debitul minim al curentului subteran în anii cei mai secetoși ținînd seama de precipitațiile căzute și infiltrate pe bazinul aferent captării, față de care debitul admis al captării trebuie să fie cu cel puțin 20% mai mic.

În luncile aluvionare ale rîurilor, straturile de apă pot fi alimentate din apa rîului sau din apa subterană venind dinspre terasă, sau din ambele părți, în funcție de nivelul apei subterane și ale apei din rîu. Astfel de captări constituie în multe cazuri importante surse de apă.

De obicei asemenea captări se dispun paralel cu malul rîului, la distanțe variind în general între 70—150 m de mal.

Sistemele de captare a apei infiltrate prin mal sînt cele descrise pentru captarea stratelor acvifere freatice (puțuri, drenuri, galerii, puțuri cu drenuri radiale, acestea din urmă fiind uneori folosite pentru captări de apă industrială cu drenurile împinse sub albie în vederea obținerii unor debite de apă sporite).

Debitul apei infiltrate prin malul rîului la o captare prin puțuri se determină după cum urmează :

Se stabilește debitul capabil al unui puț $q_{ex}$ ca mai înainte, prin intersectarea curbei $q = F(s)$, determinată prin probe de pompare, cu curba $q = F(h_a)$ ca în fig. XXIV.8. Numărul de puțuri necesare rezultă din relația :

$$n = \frac{Q}{q_{ex}},$$

cu notațiile de mai înainte.

Distanța între puțuri se stabilește prin încercări, fixîndu-se puțurile la distanțe $a$ arbitrare unul de altul (de obicei 50, 75, 100 m) și calculînd debitul total $Q = \Sigma q_i$ al puțurilor, ținînd seama și de interinfluența dintre ele.

Debitul $q_i$ al unui puț oarecare se calculează cu formula:

$$q_i = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{L_n \left( \frac{2d}{r} \frac{\sqrt{4d^2 + l_{i1}^2}}{l_{i1}} \cdot \frac{\sqrt{4d^2 + l_{ir}^2}}{l_{i2}} \times \cdots \times \frac{\sqrt{4d^2 + l_{in}^2}}{l_{in}} \right)},$$

în care: $d$ este distanța de la mal la frontul de captare;

$l_{i1}, l_{i2}, l_{i3} \cdots l_{in}$ sînt distanțele de la puțul $i$ la puțurile $1, 2, 3 \cdots n$ ale frontului de captare;

$r$ — raza puțului.

Se alege distanța optimă între puțuri, pentru care costul lucrărilor pe ansamblu (puțuri și conducte) este minim [41].

Și în acest caz se va ține seama de posibilitățile de regenerare ale stratului acvifer, din precipitațiile căzute în bazinul captări și prin infiltrații din mal, în anii cei mai secetoși.

c. *Construcția puțurilor.* Puțul forat (fig. XXIV.10) este sistemul constructiv cel mai utilizat pentru captările din straturi acvifere subterane, prezentînd avantajul unei execuții mecanizate și a unei exploatări simple.

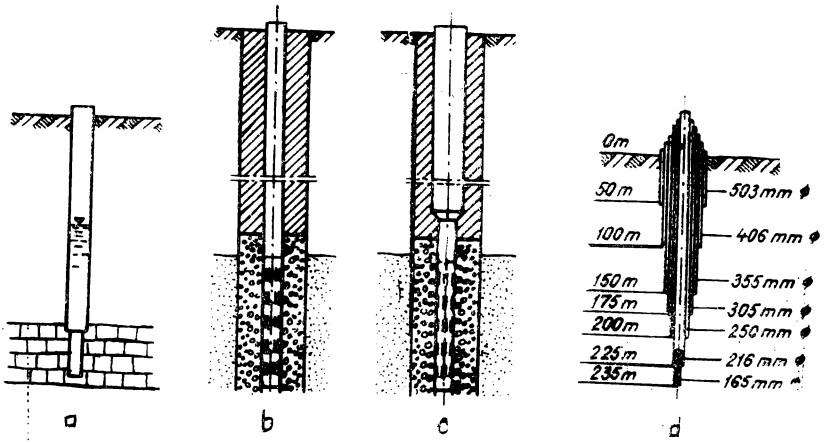



Fig. XXIV.10. Foraje folosite pentru realizarea puțurilor de diferite adîncimi și diametre:

*a* — foraj fără filtru în roci fisurate; *b* — foraj pentru puțuri, filtru și coloană definitivă în prelungire; *c* — idem, cu coloană filtrantă introdusă prin coloană definitivă; *d* — model de forat pentru un puț de mare adîncime.

Filtrele puțurilor pot fi din oțel, cu fante obținute prin presare, din oțel cu fante tăiate (fig. XXIV.11, *a*), din bazalt (fig. XXIV.11, *b*), din material plastic, din oțel protejat cu mase plastice etc. Filtrele pot avea buzunare de nisip (fig. XXIV.11, *c*)

Suprafața golurilor se recomandă să reprezinte 15—30% din suprafața totală a coloanei.

Dimensiunile fantelor la o coloană filtrantă cu șlițuri pot fi luate după tabelul XXIV.7 (fig. XXIV.12) cu dispoziția fantelor pe coloanele de filtru.

Împrejurul coloanelor filtrante ale puțurilor se amenajează filtre de pietriș mărgăritar în unul sau în mai multe straturi succesive în vederea prevenirii înnisipării puțu-

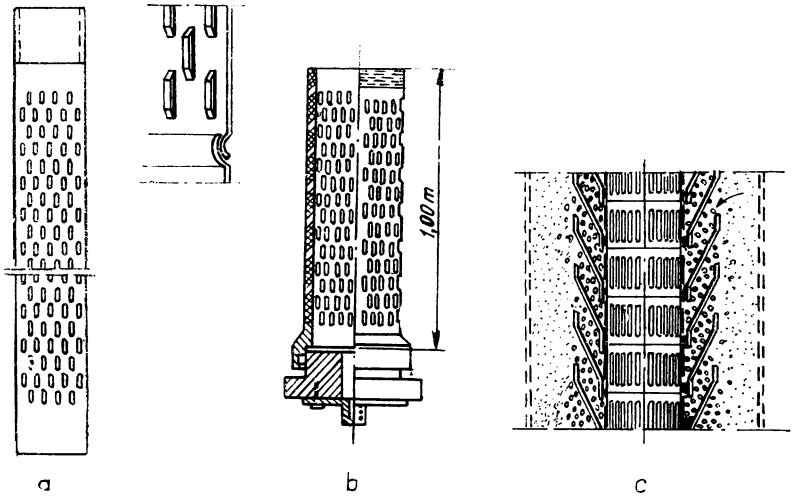



Fig. XXIV.11. Diferite tipuri de filtre pentru puțuri.

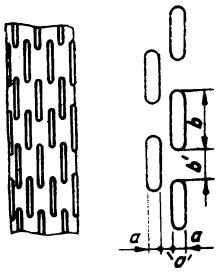



Fig. XXIV.12. Dispoziția fantelor pe coloanele de filtru.

*Tabelul XXIV.7*

**Dimensiunile orificiilor coloanei filtrante, mm**

| $a$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $b$ | 20 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 40 |
| $a + a'$ | 6 | 7,5 | 9 | 11 | 13 | 16 | 20 |
| $b + b'$ | 25 | 25 | 30 | 37 | 43 | 50 | 55 |

rilor. Grosimea minimă a fiecărui strat este de 5 cm. Dacă diametrul caracteristic al materialului din stratul acvifer este $i$, mărimea medie $D_i$ a granulelor straturilor *1*, *2*, *3* ale filtrelor (cu toleranțe de + 20% și — 60% față de mărimea medie) este: $D_1=(7...8)d_i$; $D_2 = (3...4)D_i$; $D_3 = (3...4)D_2$. (Diametrul caracteristic $d_1$ se definește

ca mărimea ochiului de sită prin care trece 40% din material la straturile de nisip fin, 30% la straturile de nisip mijlociu și 20% la straturile de nisip grosier).

O aplicare tot mai largă o au în ultima vreme puțurile forate cu diametrul mare, care au avantajul că dau posibilitatea de a capta apa din nisipuri fine, prin amenajarea de straturi succesive filtrante de pietriș și nisip grosier în jurul coloanei filtrante. Diametrul acestor foraje este cuprins între 600 și 1 500 mm.

2.2.3. **Captări prin drenuri.** La captarea apei prin drenuri se au în vedere prevederile STAS 2558-62.

Captările prin drenuri se aplică în cazul unor straturi de apă subterană cu grosime relativ redusă și la care baza impermeabilă nu depășește adîncimea de 6—8 m de la nivelul terenului. Alegerea captării prin puțuri sau drenuri, în limitele indicate mai înainte, se face după un calcul tehnico-economic comparativ.

În cazul unor adîncimi mai mari ale stratului de bază se aplică, în ultimii ani, un sistem nou de captare, prin puțuri cu drenuri radiale.

Amplasamentul și protecția captărilor prin drenuri sînt similare cu cele arătate la captările prin puțuri.

a. *Calculul captărilor prin drenuri.* Drenurile pot fi așezate ca și puțurile, într-un curent cu apă subterană cu pantă naturală (fig. XXIV.13) sau creată artificial prin denivelări în cazul infiltrațiilor apei din rîuri (fig. XXIV.14). Acestea din urmă pot fi alimentate uneori și de apele din terasă.

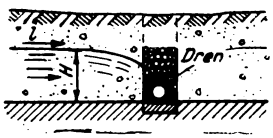



Fig. XXIV.13. Dren așezat într-un curent de apă subterană cu pantă naturală.

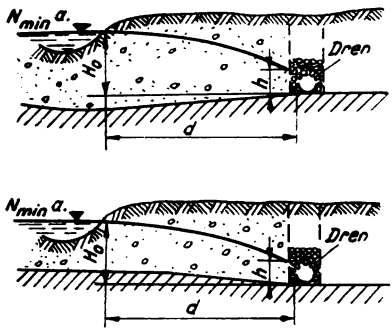



Fig. XXIV.14. Dren așezat într-un curent de apă subterană cu pantă artificială creată prin denivelări.

În cazul drenurilor așezate într-un curent de apă subterană, debitul drenului se ia egal cu cel al stratului de apă subteran pe lungimea $L$ a drenului, după formula de calcul indicată în cazul puțurilor:

$$L = \frac{Q}{q} \text{ [m]},$$

în care $q = kiH$, în $m^3/s/m$.

În cazul în care $k$, $i$, $H$ variază de-a lungul captării, calculul se face prin însumarea pe tronsoane [51].

În cazul drenurilor alimentate prin infiltrație din malul unui rîu (fig. XXIV.14) debitul unitar al captării va fi:

$$q = \frac{k(H_0^2 - h^2)}{2d} \text{ [m}^3\text{/s.m]},$$

în care: $k$ este coeficientul de infiltrație, în m/s;

$q$ — debitul unitar captat, în m³/sm;

$H_0$ — grosimea minimă a curentului de infiltrație, la nivelurile minime ale apei din rîu, pînă la partea inferioară a drenului, în m;

$h$ — grosimea stratului de apă la marginea captării, în m; această grosime nu trebuie să fie mai mică decît înălțimea activă a drenurilor și în general se admite:

$$h \geqslant \frac{H_0}{2};$$

$d$ — distanța de la dren la malul rîului, în m.

Distanța $d$ va trebui calculată respectînd timpul de parcurgere al apei de la mal a dren de minimum 20 zile.

Lungimea captării va fi:

$$L = \frac{Q}{q} \text{ [m]},$$

în care $Q$ este debitul necesar, în m³/s.

Panta de infiltrație a curentului la mal, calculată cu formula

$$i = \frac{q}{kH},$$

trebuie să fie egală cu 1 : 100, depășirea admisă fiind de maximum 20%. Panta drenului urmărește în general panta terenului (sau a rocii de bază a stratului acvifer). Se admite o pantă minimă de 1‰.

Gradul de umplere al tubului de drenaj va fi de 0,5, iar pierderile de sarcină se calculează cu un spor de 20% față de cele ale canalelor obișnuite, din cauza rugozității suplimentare a barbacanelor.

În cazul drenurilor alimentate prin infiltrație din malul rîului și din apele din terasă, debitul drenului se calculează cu suma debitelor provenind din infiltrație prin malul rîului și din terasă, în conformitate cu formulele de mai înainte. Afluxul de apă din terasă se consideră ca pentru cazul drenului în curent de apă subterană. Este necesar ca studiile hidrogeologice să stabilească cu certitudine afluxul de apă dinspre terasă și gradul de asigurare al debitului din bazinul dinspre terasă, întrucît, în frecvente cazuri, alimentarea cu apă dinspre terasă, a acestor captări este foarte slabă și adesea intermitentă. În aceste cazuri, debitul de apă dinspre terasă nu trebuie luat în calcul.

b. *Construcția drenurilor.* Captările prin drenuri nevizitabile se realizează din tuburi circulare sau ovoidale găurite, ca materiale folosindu-se în special betonul, betonul armat, bazaltul artificial sau tuburile de azbociment.

Tuburile sînt găurite la partea superioară pe 1/2 sau 3/4 din perimetru. Orificiile se evazează spre interior. În fig. XXIV.15 și în tabelul XXIV.8 sînt date elementele

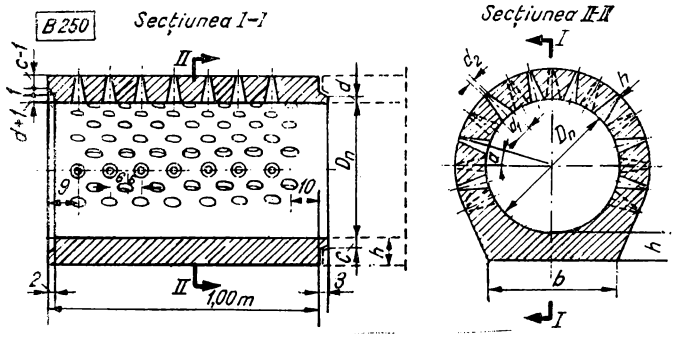



Fig. XXIV.15. Elementele geometrice caracteristice pentru tuburile de drenaj din beton.

*Tabelul XXIV.8*

**Dimensiunile tuburilor de drenaj**

| Nr. ert. | $D_n$ mm | $h$ cm | $b$ cm | $d_1$ cm | $d_2$ cm | $C$ cm | $d$ cm | $\alpha$ | $V$ m³ | $G$ kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 300 | 6 | 28 | 3,7 | 2 | 2,5 | 1,8 | 23° | 0,073 | 176 |
| 2 | 400 | 8 | 32 | 4,3 | 2 | 3,0 | 2,0 | 17°15′ | 0,129 | 310 |
| 3 | 500 | 10 | 48 | 4,9 | 2 | 3,0 | 2,0 | 13°45′ | 0,202 | 485 |

geometrice pentru tuburile de drenaj din beton cu diametrul de 300, 400 și 500 mm Se menționează obligativitatea ca tuburile de drenaj să fie prevăzute cu cep și buză

Drenul se așează pe stratul impermeabil de bază și se protejează cu un filtru invers de nisip și pietriș, în mai multe straturi cu o grosime minimă totală de 20 cm. Deasupra drenului acest strat se va ridica pînă la cel puțin deasupra nivelului minim al apei subterane.

2.2.4. **Captări prin puțuri cu drenuri radiale.** Drenurile obișnuite prezintă o serie de dezavantaje ca : dificultate de execuție în apă subterană, adîncime de pozare limitată la 6—8 m, cost relativ ridicat.

Realizarea puțurilor cu drenuri radiale elimină o bună parte din aceste dificultăți, dînd posibilitatea de a se executa drenuri la adîncimi destul de mari (chiar peste 30 m) fără a fi nevoie de o pozare a lor în săpături deschise.

Principiul de realizare este următorul (fig. XXIV.16): se construiește un puț central *1*, cu un diametru de circa 4 m care se lansează pînă la cota dorită în construcție de cheson cu săpare la interior. De la partea inferioară a acestui puț se presează

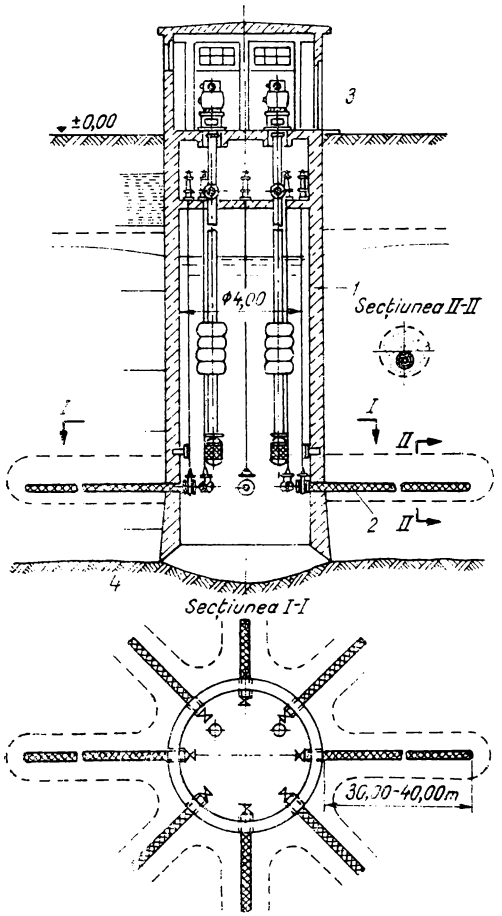



Fig. XXIV.16. Dispoziția generală a unui puț cu drenuri radiale.

prin deschideri de circa 40 cm diametru, lăsate inițial în pereți, țevi radiale care pătrund în stratul acvifer pe lungimi de 30—40 m.

Aceste drenuri *2* sînt constituite din tuburi metalice șlițuite de circa 200 mm diametru și grosimea peretelui de 8 mm și se amplasează la 1—2 m peste nivelul stratului de bază *4*. Stația de pompare *3*, este prevăzută deasupra puțului central.

Problema de bază la construcția acestor captări este asigurarea unor prese puternice pentru înfigerea drenurilor radiale și ghidarea corespunzătoare a țevilor în timpul presării.

2.2.5. **Îmbogățirea artificială a straturilor de apă subterană.** În cazul unor straturi de apă subterană sărace sau a căror debit a scăzut în timp din anumite motive se poate trece la îmbogățirea artificială a stratului subteran prin infiltrații cu apă de suprafață decantată în prealabil.

Infiltrațiile se pot face prin puțuri de infiltrație și mai frecvent prin bazine de infiltrație, amplasate la distanțe de 50 m sau mai mari de linia captării (fig. XXIV.17).

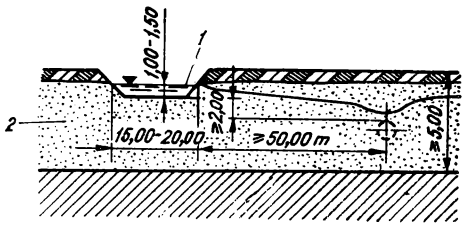



Fig. XXIV.17. Bazin de infiltrație.

Bazinele de infiltrație *1*, se amenajează pe stratul permeabil al pînzei acvifere *2*, ca filtre lente cu grosimi de strat de nisip filtrant de circa 50 cm cu granulozitatea 0,5—1,5 mm. Ele se calculează pentru viteze de 1,00—2,40 m/zi și au un strat de apă gros de 1,00—1,50 m. Lățimea bazinului poate fi de 15—20 m. Bazinele de infiltrație se întrețin periodic ca și filtrele prin curățirea stratului superficial de nisip pe o grosime de circa 2 cm. Calculul infiltrației artificiale se face cu formulele utilizate pentru infiltrația apei prin malul rîurilor spre captările paralele cu malul [1]).

## 3. ÎMBUNĂTĂȚIREA CALITĂȚILOR APEI

### 3.1. GENERALITĂȚI

Prin contactul cu mediul înconjurător și în special cu rocile pe care le străbate apa în circuitul ei în natură, se mineralizează și se impurifică, ajungînd să conțină o serie de substanțe dizolvate sau în suspensie care-i imprimă proprietățile organoleptice, fizice, chimice, biologice și bacteriologice.

[1]) Captarea apelor de suprafață din rîuri și lacuri este tratată în Secțiunea IX.

Proprietățile apei în starea ei naturală nu satisfac, de cele mai multe ori (mai ales în cazul apelor din sursele de suprafață), condițiile de calitate cerute de consumatori. Corectarea calităților apei, în vederea satisfacerii exigențelor impuse de diverse utilizări, se realizează prin procedee de tratare, determinate de natura și starea de dispersie a substanțelor minerale sau organice conținute în apă, substanțe care, după caz, trebuie total sau parțial eliminate.

Substanțele minerale sau organice se pot găsi în apă în 3 stări de dispersie: ca substanțe dizolvate, ca suspensii coloidale și ca suspensii gravimetrice.

*Substanțele dizolvate* în apă sînt dispersii moleculare (soluții), particulele fiind ca mărime sub 1 mμ. În apă pot fi dizolvate substanțe minerale (cloruri, carbonați și bicarbonați, sulfați, oxizi, bioxizi, azotați de sodiu, potasiu, calciu, magneziu, fier, siliciu etc.), substanțe organice (resturi de plante și animale, compuși conținînd carbon, hidrogen și uneori oxigen și azot), sau gaze (oxigen, azot, bioxid de carbon, metan, hidrogen sulfurat).

Substanțele dizolvate atribuie apei reacția caracteristică *p*H care are o deosebită importanță, în special la tratarea apei cu coagulanți.

Substanțele dizolvate în apă formează soluții de electroliți, neutre din punct de vedere electric (suma sarcinilor electrice pozitive ale cationilor este egală cu suma sarcinilor negative ale anionilor), avînd o conductibilitate electrică cu atît mai mare cu cît concentrația soluției este mai mare.

Normele sanitare sau normele tehnice corespunzătoare proceselor tehnologice unde se folosește apa, stabilesc anumite limite admisibile pentru conținutul în apă a substanțelor dizolvate, pentru duritate, alcalinitate sau agresivitatea apei față de construcțiile cu care vin în contact (metale, betoane). Dacă aceste limite admisibile sînt depășite, devine necesară corectarea calităților apei (deferizare, demanganizare, reducerea durității, desalinizare, eliminarea gazelor dizolvate, defluorarea apei); pentru eliminarea mirosului și gustului apei se folosesc fie metode chimice (cu sulfat de cupru și clor), fie filtrări prin cărbune activ.

*Suspensiile coloidale* sînt constituite din cele două faze, apa și substanțele în suspensie, care se prezintă sub formă de particule de mai multe molecule cu mărimea între 1—100 mμ (compuși de aluminiu, siliciu, fier și compuși organici). Datorită forțelor superficiale, de la suprafața de separație între apă și particule, suspensiile coloidale nu au decît o slabă tendință de depunere și pentru separarea lor din apă este necesar să se trateze apa în prealabil cu un coagulant (de obicei un hidrat metalic) care are proprietatea de a aglomera aceste particule în suspensie coloidală, aducîndu-le în stare de suspensie gravimetrică, pentru a putea fi astfel separate din apă prin decantare și filtrare.

Din categoria substanțelor organice în suspensie fac parte și microorganismele vii (planctonul), sau moarte și în stare latentă (pseudo-planctonul). Această floră și faună a apelor dă indicații asupra compoziției chimice a apei (microorganisme feruginoase, sulfuroase etc.), precum și a stării sanitare a apei (algele verzi și diatomee, larve sau ouă de viermi intestinali, bacterii banale sau patogene).

Decantarea și filtrarea reduc numai parțial conținutul de materii organice din apă. Reducerea lor și în special a numărului de bacterii sub limita admisibilă, constituie procesul de dezinfectare a apei care se bazează, fie pe acțiunea unor agenți chimici (clorul și ozonul), fie a agenților fizici (electricitatea, razele ultraviolete), fie prin reținerea lor în membrana biologică a filtrelor lente.

În procesul de tratare a apelor și îndeosebi la coagularea materiilor în suspensie, eliminarea silicei prin hidratul de aluminiu, eliminarea mirosului, eliminarea uleiurilor din apă prin cărbune activ, filtrarea apelor feruginoase etc., un rol foarte important îl joacă fenomenul de adsorbție. Adsorbția este un fenomen fizic de natură electrosta-

tică, manifestîndu-se prin reținerea pe suprafața unor substanțe adsorbante, a anumitor materii coloidale sau dizolvate, conținute în apă. Cantitatea de substanță adsorbită $X$, cantitatea de substanță adsorbantă $M$ și cantitatea de substanțe susceptibile de a fi adsorbite $C$, care rămîn totuși în starea inițială în apă, se găsesc în momentul de echilibru în următoarea relație : $\frac{X}{M} = KC^{1/n}$, $K$ și $n$ fiind constante.

Particulele în suspensie gravimetrică cu mărimea peste 100 mμ, constituie sisteme în care faza solidă se separă din apă în timp relativ scurt, fie prin decantare, în cazul particulelor cu greutatea specifică mai mare decît a apei (nisip, argile, resturi de vegetale etc.), fie prin ridicarea la suprafață a apei, în cazul particulelor cu greutatea specifică mai mică decît a apei (uleiuri și grăsimi).

Separarea din apă a suspensiilor gravimetrice se realizează prin procedee fizice de sedimentare și filtrare a suspensiilor.

### 3.2. SCHEME TEHNOLOGICE

Proprietățile fizice, chimice și bacteriologice ale apei la sursă și condițiile de calitate cerute de consumator determină procesele tehnologice de tratare a apei.

Tehnologia de tratare a apei reproduce de fapt diversele fenomene fizice, chimice și bacteriologice naturale de epurare și autoepurare a apei, intensificîndu-le.

Precizarea metodelor de tratare se face ținînd seama pe de o parte de natura, starea fizico-chimică și cantitatea substanțelor conținute în apa brută, stabilite pe baza unui studiu prealabil în laborator sau în stații pilot și pe de altă parte de limitele admise pentru aceste substanțe, în apa tratată, de normele de calitate ale consumatorului. La alegerea schemei tehnologice de tratare a apei trebuie adoptate instalațiile și construcțiile care asigură procesul de tratare cel mai eficient și în același timp cel mai simplu din punct de vedere tehnologic.

Este recomandabilă adoptarea fluxului tehnologic *în cascadă* folosind aducțiunea sau pomparea apei de la sursă la o cotă suficientă pentru a o trece apoi prin gravitație prin toate treptele de tratare. Această dispoziție a stației de tratare asigură pe lîngă economia de energie de pompare, o exploatare mai sigură și mai simplă. Dacă amplasamentul nu permite așezarea în trepte a diferitelor compartimente ale stației de tratare, fluxul în cascadă menționat se poate realiza prin adoptarea unor construcții de tip grupat și etajat. Prin gruparea și concentrarea instalațiilor în construcții unice sau cuplate se obțin în general importante avantaje tehnice și economice, ca economie de spațiu, de conducte și canale de legătură și o exploatare mai simplă.

Ca regulă generală, trebuie preferate procesele tehnologice care se pretează la automatizare, respectiv la o exploatare cît mai simplă.

Planul general al stației trebuie astfel ales încît să permită extinderea stațiilor de tratare în toate compartimentele lor. La proiectarea schemelor generale de alimentare cu apă trebuie avută în vedere posibilitatea de grupare a stațiilor de tratare cu rezervoarele și eventual cu stațiile de pompare.

Între mai multe scheme posibile de tratare a apei, alegerea se face pe baza unor calcule tehnico-economice amănunțite, cu luarea în considerație și a siguranței în funcționare, simplitatea în exploatare etc.

Cazurile cele mai frecvente de tratare a apei și treptele de tratare corespunzătoare sînt date în mod orientativ în tabelul XXIV.9.

Pentru cazurile 1 și 4 din tabel, schemele tehnologice de principiu sînt cele din fig. XXIV.18 și XXIV.19.

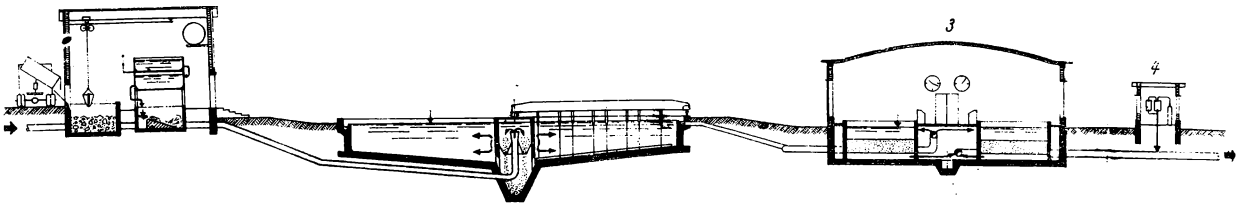



Fig. XXIV.18. Schema staţiei de tratare a apei de rîu :
*1* – staţie de coagulant; *2* – decantor radial; *3* – filtre rapide deschise; *4* – staţie de clorizare.

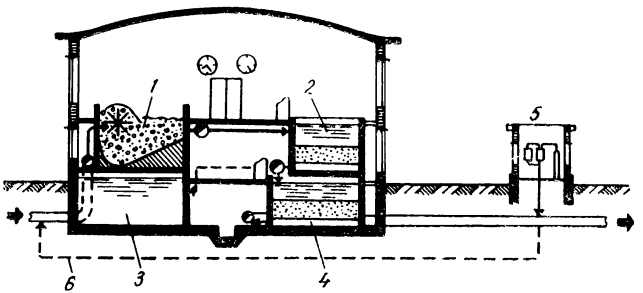



Fig. XXIV.19. Schema staţiei bloc de tratarea apei subterane :
*1* – bazin de aerare; *2* – preaplin; *3* – bazin de apă pentru spălare; *4* – filtre; *5, 6* – staţii de clorizare şi preclorare (în unele cazuri).

*Tabelul XXIV.9*

**Indicații privind necesitățile de tratare a apei**

| Nr. crt. | Apa de tratat | Pentru prepararea de apă | Instalații de tratare | | | | | | Observații |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Aerare (oxidare) | Tratare cu coagulant sau alți reactivi | Decantare | Filtrare | Deduri-zare | Dezin-fectare | |
| 1 | Apă de rîu | Potabilă | — | *o* | *o* | *o* | *n*[a)] | *o* | *o* = obligatorii |
| | | Industrială | — | *n*[b)] | *n* | *n* | *n* | — | *n* = necesare de la caz la caz |
| 2 | Apă din lac | Potabilă | — | *n*[c)] | — | *o* | *n* | *o* | a) Cînd duritatea apei depășește 30 grade sau limita cerută de apa industrială |
| | | Industrială | — | *n* | — | — | *n* | — | |
| 3 | Apa subterană din pînză freatică | Potabilă | — | — | — | — | *n* | *o* | b) În cazul în care decantarea fără coagulant nu realizează limpezirea necesară admisă |
| | | Industrială | — | — | — | — | *n* | — | |
| 4 | Apă subterană mineralizată cu Fe, Mn, $CO_2$ peste limitele admise | Potabilă | *o* | *n*[d)] | *n* | *o* | *n* | *o* | c) Cînd apa conține alge sau este colorată |
| | | Industrială | *o* | *n*[d)] | *n* | *n* | *n* | — | d) În cazul în care fierul este de origine organică sau în compuși humici |
| 5 | Apa subterană de duritate mare | Potabilă | — | *o* | *n* | *n* | *o*[a)] | *n* | e) În general filtre cu marmură granulată |
| | | Industrială | — | *n* | *n* | *n* | *n* | — | |
| 6 | Apa subterană cu $CO_2$ agresiv | Potabilă | *o* | — | — | *n*[e)] | *n* | *n* | |
| | | Industrială | *o* | *n* | — | *n*[e)] | *n* | — | |

### 3.3. DEZNISIPAREA APEI

3.3.1. **Generalități.** Operația de depunere în bazine special amenajate, a nisipului (particulele mai mari de 0,2 mm) care se află în suspensie în apă se numește deznisipare.

Utilizarea deznisipatoarelor este cea mai frecventă în cazul în care curba de sedimentare indică că într-un interval relativ mic de timp (120—180 s) se depun cel puțin 20% din greutatea suspensiilor conținute în apă. În acest fel se ușurează mult procesul tehnologic al celorlalte trepte de tratare a apei și în special a decantoarelor.

Deznisipatoarele se clasifică după direcția curentului de apă din bazinul de sedimentare și după sistemul de evacuare a depunerilor.

După direcția curentului deznisipatoarele se împart în orizontale și verticale.

3.3.2. **Deznisipatoare orizontale.** Deznisipatoarele orizontale sînt mai des folosite deoarece permit o execuție mai lesnicioasă în special în cazul existenței stratului freatic la un nivel ridicat.

Bazinele de deznisipare au o cameră de acces, una de liniștire a curentului de apă, o cameră de sedimentare și una de colectare a apei deznisipate.

Pentru reținerea corpurilor plutitoare, înainte de bazinul de sedimentare, se prevede un grătar din bare metalice ($5 \times 50 - 8 \times 80$) cu interspații de 4—5 cm. Înclinarea grătarului se prevede de 2/1 în sensul curgerii apei. Viteza între barele grătarului trebuie să fie de circa 0,40—0,50 m/s.

Bazinul de sedimentare se dimensionează cu formula:

$$L = \alpha H \frac{v}{\mu},$$

în care: $\alpha$ este un coeficient de neuniformitate care se ia între 1,5 și 2. Cifra maximă se adoptă în cazul debitelor mici;

$L$ — lungimea bazinului de deznisipare, în m;
$H$ — înălțimea utilă a bazinului de deznisipare, în m;
$v$ — viteza de curgere a apei în bazin, în m/s;
$\mu$ — viteza de sedimentare a particulelor în suspensie care se determină experimental, în m/s.

Funcție de debitul de apă, se determină lățimea bazinului și înălțimea utilă a deznisipatorului:

$$B = \frac{Q}{n H v},$$

în care: $B$ este lățimea care nu trebuie să depășească 2 m, iar în cazul debitelor reduse să nu fie mai mică de 0,60 m pentru a permite cofrarea pereților și accesul pentru curățire;

$n$ — numărul bazinelor de deznisipare care lucrează în paralel.

Raportul între lungime și înălțime trebuie să fie cuprins între 10—15. În general înălțimea utilă trebuie să fie cuprinsă între 1,00—2,50 m. Se preferă înălțimile mic avînd eficiență mai mare. Înălțimea totală se compune din înălțimea utilă, adîncimea stratului de depuneri (care se calculează pentru o golire la 1—5 zile), grosimea stratului de gheață (0,30—0,50 m) și un spațiu de siguranță de 0,10—0,20 m.

Pentru a evita împingerea gheții, pereții bazinului de sedimentare se prevăd de obicei înclinați față de verticală cu un unghi de 10—30°, la partea superioară.

Viteza de curgere a apei trebuie să fie cuprinsă între 0,10 și 0,50 m/s, iar timpul de sedimentare se ia de obicei între 30—120 s. Există cazuri speciale, cînd timpul de sedimentare se ia mai mare, mai ales atunci cînd nu sînt prevăzute alte trepte de tratare.

Determinarea vitezelor de sedimentare se face experimental. În lipsa datelor respective se admite ca vitezele de sedimentare să fie apreciate conform graficului din fig. XXIV.20.

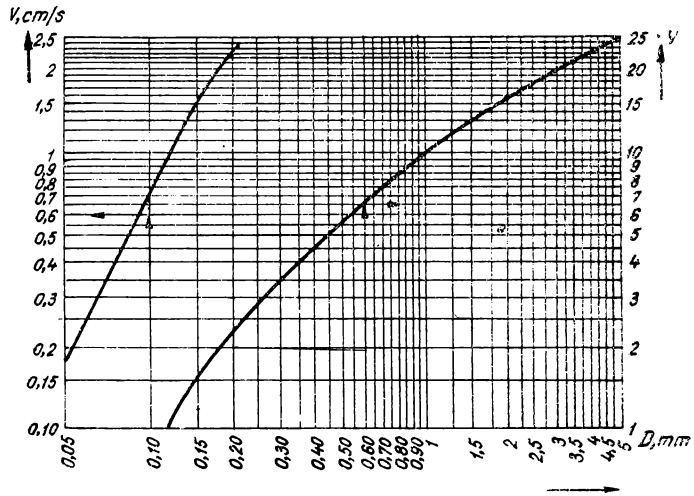



Fig. XXIV.20. Grafic pentru aprecierea vitezelor de sedimentare.

Sedimentele se consideră că se evacuează la intervale de timp de la 1 pînă la 5 zile, astfel cum s-a arătat mai înainte. Evacuarea mai rară se face în cazul curățirii manuale putîndu-se ajunge în cazul instalațiilor mici chiar și la 10 zile, în raport cu perioada de acumulare a depunerilor.

Grosimea stratului de depuneri se determină cu formula:

$$h_d = \frac{V_d}{BL},$$

în care: $h_d$ este înălțimea medie a stratului de sedimente înainte de curățire, în m;

$V_d$ — volumul depunerilor, în m³;

$V - 0{,}864 \frac{aP_0QT}{\gamma}$:

în care : $a$ este procentul suspensiilor rămase în deznisipator;
$P_0$ — concentrația în suspensii a apei la viituri, în g/m³;
$T$ — durata între două curățiri, în zile;
$Q$ — debitul, în m³/s;
$\gamma$ — greutatea specifică a depunerilor (1 500—1 700 kg/m³).

Panta fundului camerei de sedimentare se ia de 0,5—3%, în sensul curgerii apei. Sistemele de curățire sînt manuale, mecanice sau hidraulice. Curățirea manuală se execută la instalațiile mici cu debite sub 100 l/s și necesită scoaterea din funcțiune a întregii instalații. La desnisipatoarele mari se ajunge la un volum important de depuneri astfel că apare necesitatea unei curățiri mecanizate.

## 3.4. COAGULAREA SUSPENSIILOR DIN APĂ

3.4.1. **Generalități, procesul de coagulare, coagulanți și accelerători de floculare.** Coagularea suspensiilor din apă are ca scop să îmbunătățească procesul de decantare, precipitînd rapid în flacoane mari materiile coloidale conținute în apa brută.

Procesul de coagulare constă în principal din aglomerarea particulelor coloidale din apă în urma neutralizării cîmpului electric negativ al acestora, care le ține în echilibru, prin dispersarea în apă a particulelor de coagulant avînd sarcini electropozitive. Precipitatul care se formează (în general un hidrat metalic), aglomerează în cădere sau în timpul agitării lente din camerele de reacție alte particule, avînd astfel și acțiunea de eliminare a materiilor organice și în anumite condiții de fixare a substanțelor care colorează apa.

Alegerea tipului de coagulant și a dozelor necesare se face în funcție de apa de tratat și se stabilește prin încercări de laborator.

Dozele de coagulant cresc o dată cu conținutul de coloizi și de materii organice în apa brută. Materiile organice influențează dozele de coagulant după natura lor. Temperaturile scăzute îngreunează procesul de coagulare; în astfel de situații sînt necesare doze sporite și adaosuri de acceleratori.

Cel mai folosit coagulant, în cazurile curente, pentru tratarea apelor de rîu, este sulfatul de aluminiu (doze între 25 și 100 mg/l).

Formarea flocoanelor și amorsarea floculării sînt favorizate prin adăugarea de doze mici de var, iar punerea în contact a flocoanelor formate cu apa brută printr-o amestecare lentă mărește posibilitățile de a se întîlni particulele coloidale cu flocoanele, accelerînd flocularea.

În cazul coagulanților formați din sărurile metalice ale acizilor puternici, cînd există pericolul ca apa să devină agresivă, trebuie să se ia măsuri de neutralizare în timpul sau după coagulare. Alcalinizarea apei se realizează cu var, sodă sau sodă caustică, doza de reactiv stabilindu-se după relația :

$$A = (0{,}05\ a - D_t + 2)\ r,$$

în care : $A$ este doza de reactiv de alcalinizare, în mg/l;
$a$ — doza de sulfat de aluminiu pur, în mg/l;
$D_t$ — duritatea temporară, în grade;
$r$ — doza de reactiv de alcalinizare, corespunzătoare măririi alcalinității apei cu 1 grad (pentru var, $Ca(OH)_2$, $r = 10$ mg/l; pentru sodă, $Na_2CO_3$, $r = 18{,}3$ mg/l; pentru sodă caustică, NaOH, $r = 14{,}3$ mg/l.

Procesul de coagulare poate fi îmbunătățit prin adăugarea unor acceleratori de floculare, dintre care se menționează: silicea activă obținută prin neutralizarea parțială a unei soluții de silicat de sodiu (folosită pentru ape cu temperaturi scăzute și *p*H variabil în timp), silicatul de sodiu introdus direct în apa brută, bentonită, anumite argile, praf de cărbune activ, carbonat de calciu precipitat etc.

Ca adaosuri pentru activarea coagulării se folosesc polielectroliți naturali sau sintetici, cum sînt amidonul, compuși de celuloză, rășini polizaharidice și substanțe proteice care prin costul lor redus vor putea fi utilizate în viitor [10].

Instalațiile de coagulare a suspensiilor din apă cuprind în principal: stația de preparare și dozare a coagulantului, camerele de amestec și camerele de reacție. De obicei, stația de preparare se realizează în aceeași construcție cu camerele de amestec, iar camerele de reacție care ocupă volume importante se cuplează cu decantoarele sau fac chiar parte integrantă din acestea.

3.4.2. **Prepararea și dozarea soluțiilor de coagulat.** Sînt posibile trei moduri de introducere și dozare a coagulantului în apă: în stare de soluție, praf în stare uscată și coagularea electrică.

a. *Dozarea umedă.* În două cuve se obține succesiv dizolvarea coagulantului în apă *1* la concentrația de 20% și apoi diluarea acestei soluții în concentrație de 5—7,5%. Din cuva a doua se face apoi dozarea soluției în apă brută *2* (fig. XXIV.21). Prima cuvă poate lipsi în cazul aprovizionării coagulantului în soluție de la furnizor.

Volumul cuvelor se stabilește cu formula:

$$V = \frac{24\,Q\,C\,100}{nc \times 1\,000 \times 1\,000} = 0{,}0024\,\frac{QC}{nc}\ [\mathrm{m^3}],$$

în care: $Q$ este debitul apei de tratat, în $m^3/h$;

$C$ — doza de coagulant industrial, în mg/l;

$n$ — numărul de preparări în 24 h; $n$ variază între 3 și 6 preparări pe zi, în funcție de metodele de dizolvare aplicate;

$c$ — concentrația soluției în cuva respectivă; se consideră $c = 20\%$ pentru cuva de dizolvare și $c = 5\ldots7{,}5\%$ pentru cuva de soluție diluată de coagulant.

Aceeași formă se aplică pentru dimensionarea cuvei de preparare a soluției de var sau sodă pentru alcalinizarea apei, în care:

$C$ este doza de var, în mg/l;

$c$ — concentrația soluției, care se va lua în acest caz de 2—5%.

În cazul în care doza soluției se face cu sistemul cu plutitor, diametrul orificiului calibrat se determină cu formula:

$$d = 0{,}215\,\frac{h^{0{,}5}}{q^{0{,}25}}\ [\mathrm{cm}],$$

în care: $d$ este diametrul orificiului calibrat, în cm;

$h$ — adîncimea de cufundare a centrului orificiului de la suprafața apei, în cm; $h$ se calculează în funcție de greutatea plutitorului și anexelor lui și poate fi reglat apoi prin tararea sistemului;

$q$ — debitul soluției, în $cm^3/s$.

Pentru varierea dozelor de coagulant dispozitivul se dotează cu doze avînd orificii de diametre corespunzătoare debitelor respective.

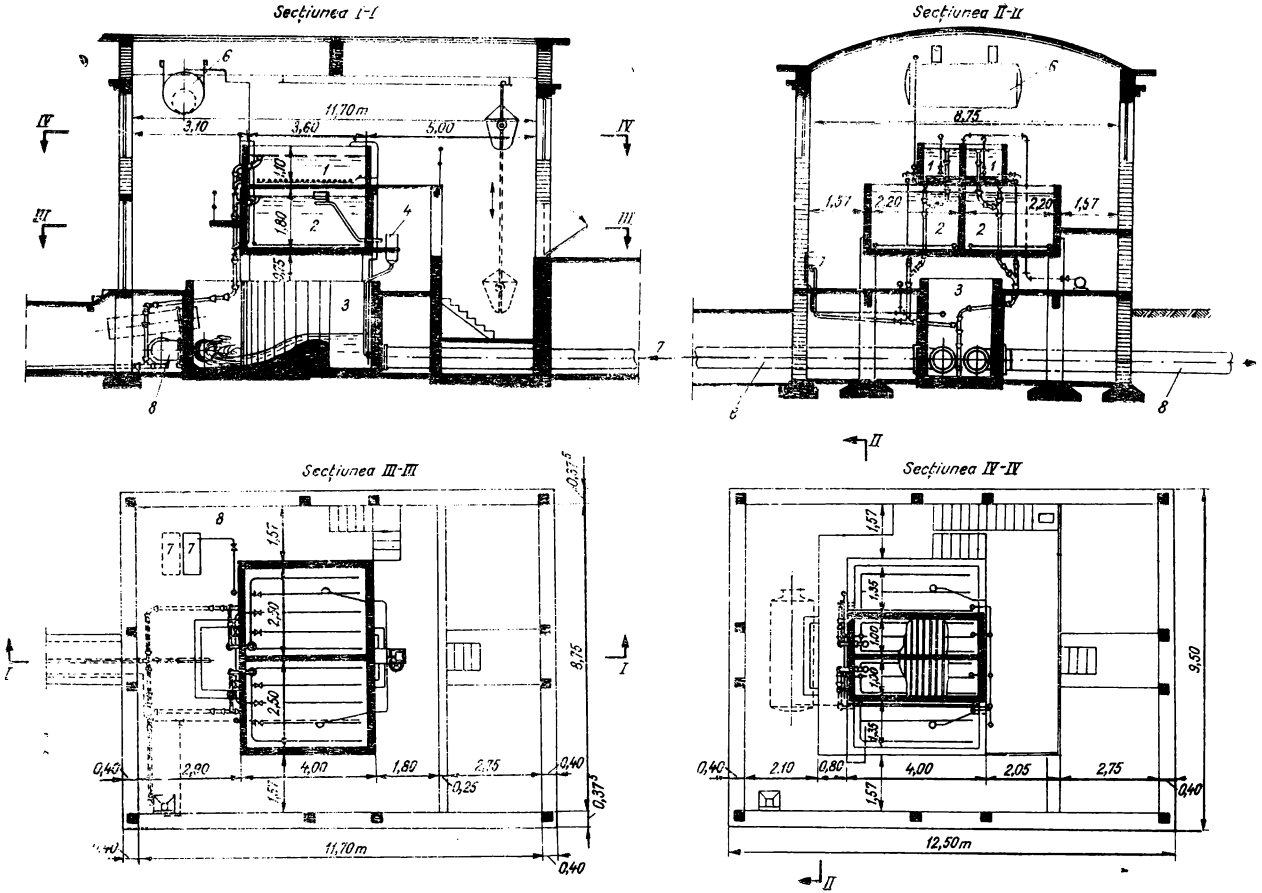



Fig. XXIV.21. Schemele dozării umede a coagulantului în apă.

În stația de coagulant este prevăzut și bazinul de amestec *3*, dispozitivul de dozare a coagulantului *4*, depozitul de coagulant *5*, boiler pentru încălzirea apei de dizolvare pe timp de iarnă *6*, conducta de sosire a apei brute *7* și cea de plecare a apei tratate *8*.

Dizolvarea coagulantului la instalațiile de debit mare se face în cuve cu agitare mecanică (fig. XXIV.22).

Dizolvarea și dozarea laptelui de var se pot concentra într-un singur bazin dotat cu palete de agitare *1* și alveole de dozare *2* (fig. XXIV.23).

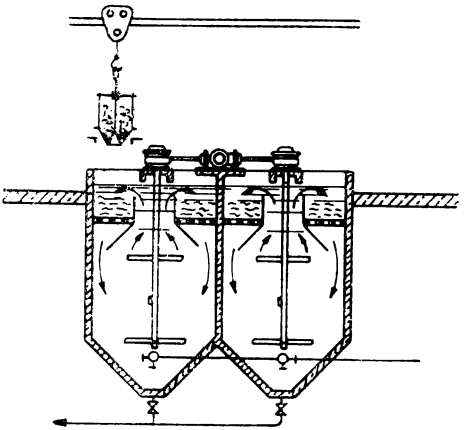


Fig. XXIV.22. Cuve cu agitare mecanică pentru dizolvarea coagulantului.

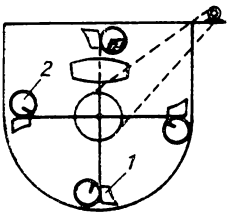



Fig. XXIV.23. Bazin pentru dizolvarea și dozarea laptelui de var.

Sistemele de dozare automate cu reglaj în funcție de debitul apei sau în funcție de variația conținutului de suspensii a apei de tratat, folosesc de obicei pompe de dozare cu piston, comandate de la aparatele de măsurare a turbidității și debitului apei brute.

Procedeul umed de dozare este în prezent cel mai răspîndit, deși prezintă o serie de inconveniente ca: necesită un spațiu mare pentru bazinele de dizolvare și soluție diluată, necesită construcții protejate contra coroziunii, produce depuneri greu de curățat în cuve, dizolvarea cere un consum mare de aer comprimat, iar la temperaturi scăzute necesită încălzirea apei de dizolvare.

La instalațiile mari, dizolvarea coagulantului se face în bazine subterane, în care se introduc cantități de coagulant pentru consumul pe cîteva zile. Activarea dizolvării se poate face cu aer comprimat, iar omogenizarea soluției prin pompe de recirculare. Din aceste bazine, soluția concentrată este diluată în alte bazine prevăzute cu palete de agitare, de unde soluția se dozează cu pompe dozatoare reglabile. În acest caz este necesară introducerea unei automatizări pentru măsurarea concentrației soluției (pe baza măsurării rezistivității electrice) și pentru dozarea automată în funcție de turbiditatea apei de tratat.

b. *Dozarea în praf a coagulantului.* Dozarea uscată, în praf, se aplică ori de cîte ori este posibilă aprovizionarea coagulantului sub formă de pulbere de la furnizor (cu condiția ca acest coagulant să nu fie higroscopic și să se păstreze ferit de umezeală).

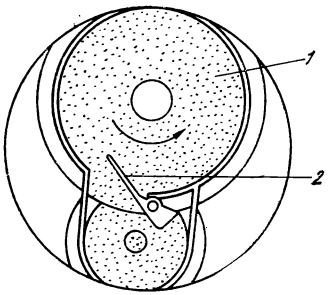



Fig. XXIV.24. Schema dozării în praf a coagulantului.

Metoda prezintă avantaje îndeosebi pentru instalațiile mari reducînd substanțial volumul de lucrări necesare și de exploatare.

Reglajul dozării se realizează prin variația vitezei de rotație a discului de distribuție *1* sau reglajul clapetei de descărcare a coagulantului *2* (fig. XXIV.24).

c. *Coagularea electrică.* Substanțele chimice, care servesc pentru coagulare se pot produce prin electroliză direct în interiorul lichidului, procedeu care prezintă marele avantaj de a nu modifica mineralizarea apei și nici aciditatea ei, putînd fi aplicat independent de *p*H-ul apei.

3.4.3. **Bazine de amestec a soluției de coagulant cu apă brută.** Amestecul soluției de coagulant cu apă brută se poate face în bazine cu

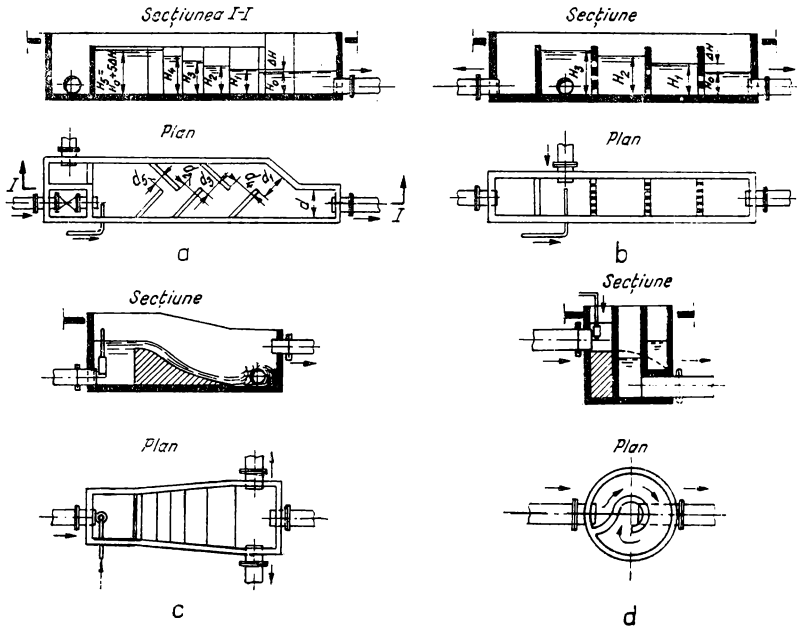



Fig. XXIV.25. Principalele tipuri de bazine de amestec a soluției de coagulant cu apă brută :
— cu pereți șicană ; *b* — cu pereți găuriți ; *c* — cu salt hidraulic ; *d* — cameră de amestec turbionară.

pereți șicane sau cu pereți perforați, în camere de formă spirală, bazine cu salt hidraulic sau în bazine cu agitatoare mecanice; acestea din urmă au, față de procedeele hidraulice de amestecare, avantajul de a nu produce pierderi de sarcină importante în bazinul de amestec (fig. XXIV.25).

În camerele de amestec cu șicane, alegerea elementelor constructive se face ținînd seama de următoarele: viteza apei la ieșirea din bazin $v_1$ se ia egală cu 0,4—0,6 m/s, astfel încît să asigure o curgere liniștită spre camerele de reacție. În spațiile înguste $d$, dintre pereții șicană, viteza apei $v_2$ se ia egală cu 0,8 m/s astfel încît să asigure o turbionare intensă fără mari pierderi de sarcină.

Amestecul coagulantului în apa brută, se poate realiza prin introducerea soluției de reactiv în conducta de aspirație a pompelor de treapta *I*, sau direct în conducta de legătură la camerele de reacție, cînd lungimea acestei conducte depășește 50 diametre. La unele decantoare moderne, cu cameră de reacție centrală cu turbină, amestecul soluției de coagulant se face direct sub paletele turbinei.

## 3.5. DECANTAREA APEI

3.5.1. **Generalități.** Decantarea este procesul de sedimentare în care se depun aproximativ 80—95% din substanțele aflate în suspensie în apă. Această depunere are loc fie pe cale pur fizică datorită exclusiv gravitației, sau fizico-chimică în urma unei tratări prealabile a apei cu un coagulant.

Pentru ca procesul de decantare să aibă loc, trebuie ca apa să staționeze sau să aibă o viteză foarte mică (de ordinul a 1—20 mm/s).

Decantoarele cu apă în repaus au ieșit din uz cerînd o funcționare intermitentă și o exploatare greoaie.

Decantoarele cu funcționare continuă pot fi orizontale, verticale și radiale, după felul în care apa străbate bazinul de decantare.

3.5.2. **Decantoare orizontale.** Decantoarele orizontale sînt bazine prin care apa circulă în sens orizontal cu o viteză aproximativ constantă, firele de curent fiind paralele. În aceste bazine particulele aflate în suspensie se depun sub un unghi oarecare față de direcția de parcurgere a apei.

Decantorul propriu-zis nu-și schimbă forma atît în cazul tratării apei cu coagulant cît și în lipsa acestuia.

Un decantor cuprinde o cameră de distribuție, o cameră de reacție *1*, o cameră de decantare *2*, și una de colectare a apei curate (fig. XXIV.26).

În afara acestora se prevăd galerii pentru evacuarea nămolului depus în camera de decantare, și uneori conducte de ocolire pentru perioadele cînd apa nu necesită o îmbunătățire.

Numărul de bazine este în general de minimum 3, astfel încît în timpul scoaterii din funcțiune a unui bazin, vitezele în celelalte bazine să nu crească cu mai mult de 50%.

Secțiunea se calculează la mijlocul compartimentului de decantare, admițînd o viteză de curgere de 1—2 mm/s, pentru decantoarele fără coagulant (maximum 5 mm/s),

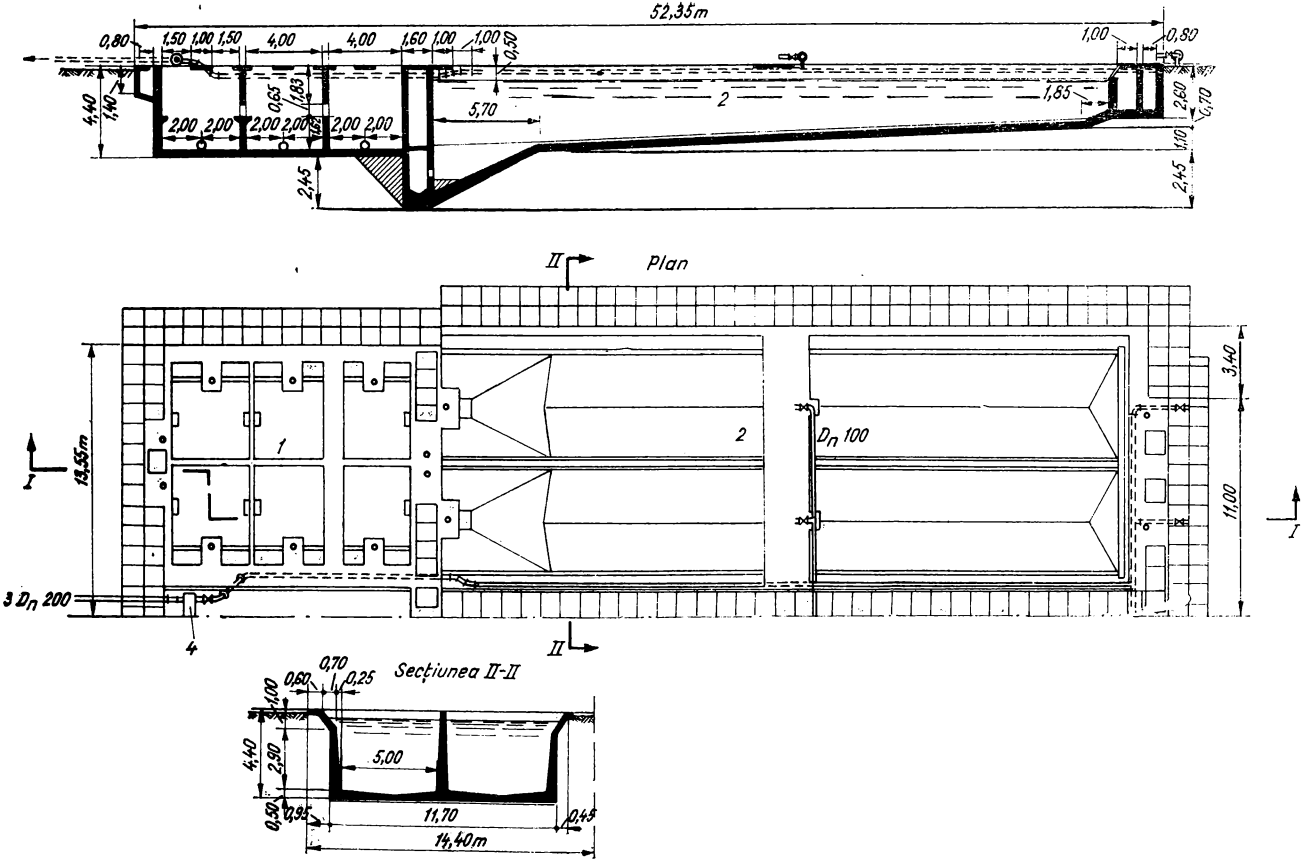



Fig. XXIV.26.Decantor orizontal.

iar pentru decantoarele în care apa s-a tratat cu coagulant se poate merge pînă la 10 mm/s (STAS R3620-62). În literatura sovietică această limită este de 15 mm/s [26].

În continuare se dau cîteva exemple de viteze adoptate la lucrări din străinătate: Rostov pe Don 6 mm/s, Moscova 5,6 mm/s, orașul Gorki 10 mm/s, Washington 3,6 mm/s, Cleveland 12 mm/s.

Lungimea $L$ a bazinului de sedimentare se determină cu formula:

$$L = \alpha \frac{v}{u} H,$$

în care: $\alpha$ este coeficientul de neuniformitate care se ia între 1,2—1,5;

$v$ — viteza de curgere;

$u$ — viteza de sedimentare a particulelor în suspensie care se determină experimental;

$H$ — adîncimea utilă a decantorului, în m, se consideră între 1,50 și 4,00 m. Se preferă adîncimile mai mici care dau un randament mai bun.

O metodă de calcul mai exactă introduce viteza medie de pulsație a particulelor $v'_{z,med}$:

$$v'_{z.\,med} = \frac{4\,m\,V}{H^{0,2}},$$

în care: $m$ este coeficientul de rugozitate (pentru beton 0,12);

$v$ — viteza de curgere;

$H$ — adîncimea utilă a decantorului.

Cu această viteză de pulsație se reduce viteza teoretică de sedimentare $u$ obținută în laborator pe baza studiilor gravimetrice și se ajunge la viteza de sedimentare de calcul:

$$w = u - v'_{z.med}.$$

Se calculează apoi durata de decantare:

$$T = \frac{H}{w}$$

și în sfîrșit, lungimea $L$, suprafața $F$ și lățimea decantorului:

$$L = \frac{T}{v};\quad F = \frac{Q}{v};\quad B = \frac{F}{H},$$

în care $Q$ este debitul în m³/s (tabelul XXIV.10).

3.5.3. **Decantoare verticale.** Decantoarele verticale sînt de formă cilindrică și mai rar paralelipipedică, acoperite și neacoperite prin care apa circulă de jos în sus. Forma poligonală în plan se aplică în cazul în care se prevăd mai multe bazine cu pereți comuni.

Decantoarele verticale se utilizează în locurile unde nu există spațiu suficient și numai în cazul instalațiilor mici (pînă la circa 15 000 m³/zi).

*Tabelul XXIV.10*

**Parametrii de calcul ai decantoarelor după Piskunov şi Trufanov**

| Viteza medie a apei, mm/s | 3 | | 4 | | 8 | | 10 | | 12 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *Pentru cazul u = 0,70 mm/s* | | | | | | | | | | |
| Adîncimea decantorului, m | 3 | 5 | 3 | 5 | 3 | 5 | 3 | 5 | 3 | 5 |
| Viteza de pulsaţie $V_{z.med.}$ mm/s | 0,11 | 0,105 | 0,23 | 0,205 | 0,31 | 0,27 | 0,39 | 0,24 | 0,46 | 0,42 |
| $w = u - V_{z\ med}$ | 0,59 | 0,60 | 0,47 | 0,50 | 0,39 | 0,43 | 0,31 | 0,36 | 0,24 | 0,28 |
| Durata de calcul a sedimentării $T$, h | 1,42 | 1,52 | 1,78 | 2,78 | 2,77 | 3,22 | 2,70 | 3,85 | 3,50 | 5,25 |
| *Pentru cazul u = 0,5 mm/s* | | | | | | | | | | |
| Viteza de pulsaţie $V_{z.\ med.}$ mm/s | 0,39 | 0,395 | 0,27 | 0,295 | 0,19 | 0,23 | 0,11 | 0,16 | — | — |
| Durata de calcul a sedimentării $T$, h | 2,14 | 3,50 | 2,34 | 4,70 | 4,40 | 6,00 | 7,53 | 8,70 | — | — |
| $\frac{V_{z.\ med}}{V}$ | $\frac{1}{27}$ — $\frac{1}{29}$ | | $\frac{1}{26}$ — $\frac{1}{29}$ | | $\frac{1}{26}$ — $\frac{1}{29}$ | | $\frac{1}{26}$ — $\frac{1}{29}$ | | $\frac{1}{26}$ — $\frac{1}{29}$ | |

Apa intră în decantor într-un tub central pe care îl parcurge de sus în jos şi apoi ajunge în bazinul propriu-zis de decantare pe care îl străbate cu o viteză mai mică decît viteza de depunere a particulelor în suspensie.

Apa limpezită este colectată într-un jgheab periferic sau printr-o conductă perforată amplasată sub nivelul stratului de gheaţă în cazul bazinelor descoperite (orificiile conductelor se dimensionează la o viteză de intrare a apei de 0,20 m/s. La decantoarele mari se prevăd mai multe jgheaburi periferice şi radiale pentru o evacuare cît mai uniformă a apei).

Depunerile sînt colectate în spațiul tronconic (sau piramidal), amplasat sub decantor constituind fundul acestuia.

Depunerile se evacuează periodic printr-o conductă de sifonare.

Dimensionarea decantorului se face cu formula:

$$S = \frac{Q}{v},$$

în care: $S$ este suprafața orizontală a decantorului (secțiunea orizontală a spațiului inelar cuprins între cilindrul exterior și cel interior), în $m^2$;

$Q$ — debitul apei de decantat, în $m^3/s$;

$v$ — viteza ascensională a apei, în m/s.

Diametrul decantorului (latura) nu trebuie să depășească 8,00 m.

Viteza de sedimentare $u$ se stabilește experimental și în funcție de ea se calculează viteza ascensională:

$$v = \frac{u}{\beta},$$

$\beta$ fiind coeficientul de neuniformitate a repartiției vitezelor în funcție de forma decantorului.

Valoarea acestui coeficient crește o dată cu creșterea raportului $D/H$ ($D$ fiind diametrul decantorului, iar $H$ înălțimea). Este recomandabil ca raportul respectiv să fie aproape de 1,5 și cel mult 3. În cazul unui raport $D/H$ cuprins între 1,5 și 2 coeficientul se poate lua 1,5.

În cazul lipsei datelor experimentale pentru dimensionări preliminare se ia viteza ascensională a apei 0,50—0,75 mm/s.

Suprafața cilindrului central $S_1$ prin care intră apa în decantor, se determină cu formula:

$$S_1 = \frac{Q}{v_1},$$

în care: $Q$ este debitul apei de decantat, în $m^3/s$;

$v_1$ — viteza apei în cilindrul respectiv (circa 0,20 m/s).

Adîncimea decantorului $H$ se determină cu formula:

$$H = 3{,}6\ Tv,$$

în care: $H$ este adîncimea părții cilindrice, în m;

$T$ — durata decantării, în h, stabilită experimental (în lipsă de date certe se poate lua de 2—3 h);

$v$ — viteza ascensională a apei, în mm/s.

Adîncimea $H$ nu trebuie să depășească 6 m de la nivelul apei. Adîncimea economică este de 4 m.

Înălțimea cilindrului central se ia 0,8 $H$. Intrarea conductei de apă în acest cilindru se face la circa 0,60—1,00 m, mai jos de nivelul apei din bazin.

Fundul conic (sau piramidal) al bazinului se face cu pante de 40—45° pentru a permite evacuarea lesnicioasă a depunerilor. Deoarece se poate ajunge în acest caz la adîncimi mari, unii autori preconizează un fund aproape plat cu o pantă de 2% mărind cu 20% înălțimea decantorului pentru depuneri.

Totuși în acest caz depunerile nu pot fi evacuate cu mijloace simple și prin urmare nu este de recomandat acest sistem.

Conducta sifon pentru evacuarea depunerilor trebuie să lucreze sub o presiune de apă de cel puțin 1,50 m, diametrul conductei fiind de cel puțin 150 mm.

Evacuarea nămolului se mai poate face cu pompe centrifuge verticale sau cu pompe cu ejector. Pentru a slăbi coeziunea nămolului întărit din cauza unei curățiri rare, se prevede afînarea nămolului printr-un jet de apă sub presiunea de minimum 2 at, adus printr-o țeavă la fundul decantorului în dreptul conductei de evacuare.

Printre decantoarele verticale de la noi din țară se citează pe cele de la alimentarea cu apă Baia Mare, Cernavoda, Tîrnăveni etc.

3.5.4. **Decantoare radiale.** În ultimul timp s-au impus decantoarele radiale în care raportul $D/H$ este mai mare decît 6, iar curentul de apă este radial, de la cilindrul central spre periferie. Apa este colectată într-un jgheab așezat pe conturul decantorului.

Randamentul acestor decantoare este foarte bun deoarece viteza merge descrescînd astfel că sedimentarea se face în condiții mai bune.

Decantoarele radiale se folosesc în special la instalații mari (fig. XXIV.27 și XXIV.28).

Colectarea depunerilor se face continuu înspre centrul construcției, cu ajutorul unui raclor *1* care are mărimea razei (sau uneori a diametrului) decantorului și se mișcă în jurul centrului construcției.

Viteza de rotație a brațelor raclorului este mică de circa 1 cm/s, astfel încît să nu se deranjeze procesul de decantare.

Obișnuit se consideră circa 3 rot/h ca suficiente. Puterea motorului de antrenare a mecanismului este de 2—4 kW.

Din partea centrală unde sînt adunate depunerile și care este mai adîncită, evacuarea nămolului se face prin pompare sau prin sifonare. Partea centrală are pereții cu pante de circa 45°.

Evacuarea nămolului se face intermitent printr-o vană comandată electric de un dispozitiv de ceasornic. Deschiderea vanei se face la circa 15—30 min și golirea durează circa 15 s.

Conductele de intrare și de golire a nămolului sînt amplasate într-o galerie *2* sub radierul decantorului acoperită cu dale de beton.

Dimensionarea se face în funcție de viteza de depunere a suspensiilor $u$ care se stabilește experimental.

Se calculează timpul de sedimentare:

$$T = \frac{h}{u},$$

în care: $T$ este timpul de sedimentare, în s;

$h$ — adîncimea apei la ieșire din decantor care se ia de obicei între 1,50 și 3,00 m;

$u$ — viteza de sedimentare.

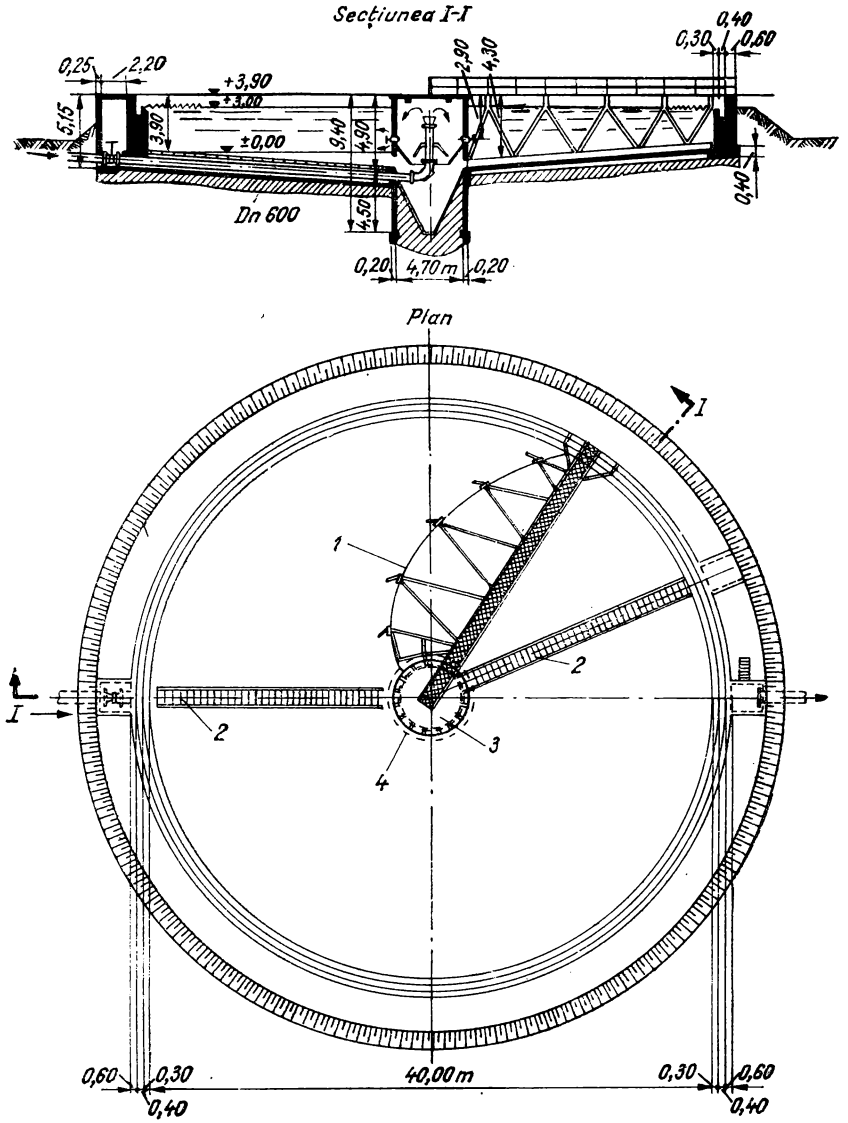



Fig. XXIV.27. Decantor radial.

Pe baza timpului de decantare se determină volumul decantorului

$$V = QT,$$

în care: $V$ este volumul util al decantorului, în $m^3$;

$Q$ — debitul apei brute, în $m^3/s$;

$T$ — timpul de sedimentare, în s.

Diametrul cilindrului central *3* este de 2—5 m (atunci cînd acesta nu servește drept bazin pentru reacția cu soluția de coagulant). Pentru distribuția uniformă a apei din tubul central se prevăd tuburi cu deflectoare *4*, sau tuburi în formă de *T*.

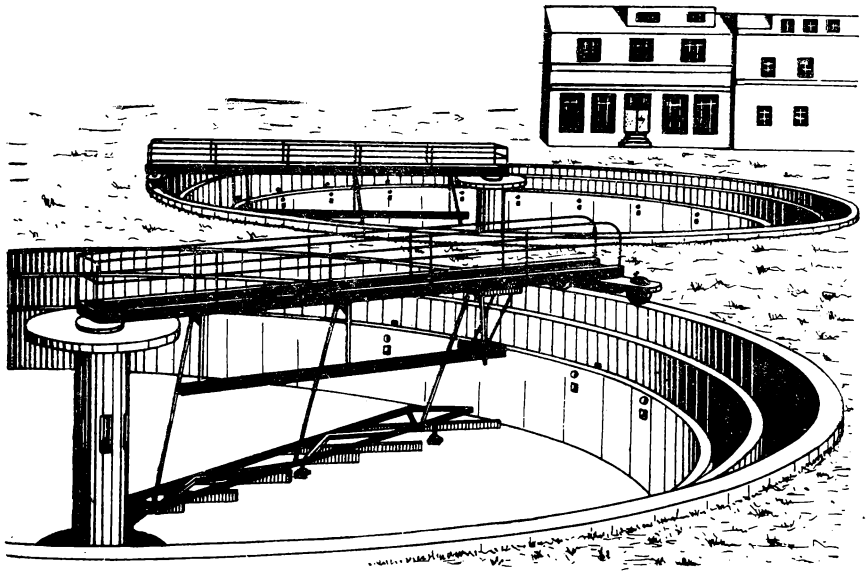


Fig. XXIV.28. Vederea unui decantor radial.

Panta fundului decantorului de la periferie spre centru este cuprinsă între 0,5 — 0,10%, astfel încît la centru să nu depășească o adîncime $H$ de 2,50—5,00 m. Adîncimea totală se consideră cu 20—30 cm, mai mare decît cea utilă (de calcul) pentru asigurarea spațiului pentru depuneri.

În funcție de elementele geometrice apreciate și de volumul spațiului calculat, se stabilește și diametrul decantorului care în general nu trebuie să depășească 60 m, din cauza greutăților de execuție a raclorului.

După dimensionare se verifică raportul $D/H$ care trebuie să fie mai mare de 6 și viteza medie a apei care nu trebuie să depășească 0,02 m/s.

Viteza medie (la jumătatea traseului curentului de apă) se calculează cu următoarele formule:

$$v_m = \frac{D - d}{2T};$$

$$v_m = \frac{Q}{2\pi r_m h_m},$$

în care: $v_m$ este viteza medie, în m/s;
$D$ — diametrul decantorului, în m;
$d$ — diametrul cilindrului central, în m;
$T$ — este timpul de sedimentare, în s;
$r_m$ — raza medie de la centru la mijlocul drumului parcurs de curentul de apă și pînă la periferia decantorului. Raza medie se calculează cu formula:

$$r_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{(D - d)}{2} + \frac{d}{2} = \frac{D + d}{4};$$

$h_m$ — înălțimea utilă a apei în decantor în dreptul lui $v_m$.

Deoarece viteza de decantare descrește și se formează și o serie de curenți transversali și verticali în funcție de forma decantorului pentru distribuția apei și colectarea ei este absolut necesar ca la instalații mari să se facă încercări pe model înainte de a se proiecta și executa decantoare radiale. După cercetările făcute în U.R.S.S. (Prof. Velikanov, Gonciarov și Elizarov) rezultă că scara modelului trebuie să fie între limitele de 1/3 și 1/6,7.

Raclorul este acționat de un motor electric amplasat la centrul decantorului în special la construcțiile mici (pînă la 20 m); sau motorul este amplasat la periferie deplasîndu-se cu raclorul pe calea de rulare, care în cele mai multe cazuri o constituie chiar peretele decantorului, nefiind necesară, în acest caz, amplasarea unei șine speciale.

3.5.5. **Decantarea prin utilizarea coagulantului.** Pentru îmbunătățirea procesului de decantare a apei se introduc în apă coagulanți permițînd și depunerea particulelor coloidale. Coagulantul înlesnește aglomerarea particulelor fine în fulgi producînd astfel depunerea lor într-un timp mult mai scurt (v. Subcap. 3.4).

Pentru a putea face reacția între soluția de coagulant și apa brută, este necesar să se prevadă bazine prin care apa trece timp de 5—30 min.

În aceste bazine denumite bazine de reacție se formează flocoanele (fulgii) care au de obicei dimensiuni de 0,5—0,6 mm.

Viteza de circulație a apei în bazinele de reacție trebuie să fie suficientă pentru a menține în suspensie fulgii formați, fără însă a-i sfărîma. Timpul de formare a fulgilor poate fi redus, dacă apa este într-o ușoară agitare.

Tipurile de bazine de reacție cele mai importante sînt: cu compartimente în cazul instalațiilor mici, cu palete care se rotesc, cu mișcare de rotație și turbionare. Cele cu mișcarea de rotație și turbionare se utilizează în special la decantoarele verticale și radiale fiind amplasate chiar în camera centrală a acestora.

Dintre instalațiile de la noi din țară se citează: bazinul de reacție cu compartimente orizontale pentru alimentarea cu apă din Timișoara, cu palete de alimentare

cu apă din București, Iași, Galați și camera turbionară la alimentarea cu apă din Tg. Mureș.

Bazinele de reacție cu compartimente orizontale sau verticale sînt reprezentate în fig. XXIV.29 *a*, *b*.

Viteza apei este de 0,20—0,40 m/s, iar timpul de trecere este de 15—30 min. Pierderea de sarcină prin astfel de bazine este de 2—4 cm. Lățimea jgheabului de reacție se ia 0,40—0,60 m.

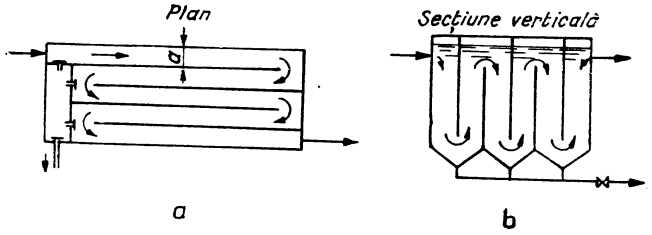



Fig. XXIV.29. Bazine de reacție.

Sînt necesare cel puțin două bazine care să lucreze în paralel pentru a permite scoaterea din funcțiune periodică pentru eliminarea depunerilor care se fac și în aceste bazine.

Bazinele de reacție cu palete sînt prevăzute cu roți cu palete (zbaturi) cu ax orizontal sau vertical, cu un timp de trecere a apei de 20—40 min.

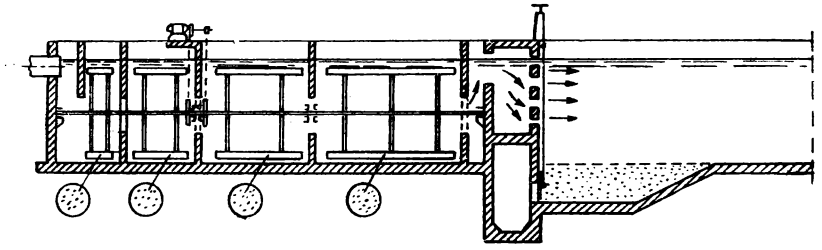


Fig. XXIV.30. Sistemul floctrol.

Viteza apei prin camera de reacție este de 0,20—0,50 m/s. Viteza de rotație a zbaturilor se calculează astfel încît la mijlocul razei acestora să nu se depășească vitezele prescrise pentru apa din bazin.

Un sistem foarte eficient aplicat și la alimentarea cu apă Iași, denumit floctrol, prevede mai multe camere alăturate pe care apa le străbate succesiv și în care viteza de rotație a paletelor este din ce în ce mai mică, pe măsură ce fulgii se măresc (fig. XXIV.30).

Mișcarea zbaturilor se poate face prin intermediul unui motor electric, care acționează prin demultiplicare, prin angrenaje sau prin intermediul unui lanț Gall cu cupe în care se injectează aer comprimat (Alimentarea cu apa București), sau cu cupe acționate de apă (Alimentarea cu apă Galați).

Camerele de reacție se calculează cu formula:

$$V = \frac{QT}{60},$$

în care: $V$ este volumul camerei, în $m^3$;
$Q$ — debitul apei brute, în $m^3/h$;
$T$ — timpul de ședere a apei în camera de reacție, în min.

Lungimea camerei de reacție se determină din expresia:

$$L = \beta z H,$$

în care: $L$ este lungimea camerei, în m;
$\beta$ — coeficient care variază între 1 și 1,5;
$z$ — numărul compartimentelor camerelor de reacție;
$H$ — adîncimea apei în camera de reacție, în m.

Se verifică să nu se depășească în camera de reacție viteza de 0,2—0,5 m/s, cu formula:

$$V = \frac{L}{60\,T},$$

unde: $L$ este lungimea camerei, în m;
$T$ — timpul de trecere a apei prin camera de reacție, în min.

Numărul de rotații $n$ pe minut al roții se determină cu formula:

$$n = \frac{60v}{\pi R},$$

în care $R$ este distanța de la axul paletelor și pînă la marginea acestora, în m, iar $v$ este viteza circulară la $R/2$, în m/s.

Distanța dintre palete și pereții laterali ai camerei de reacție cît și față de celelalte palete ale unei eventuale roți amplasate în aceeași cameră, se ia de 25 cm.

Distanța de la palete și pînă la fundul camerei de reacție cît și pînă la nivelul apei se ia de 10—15 cm.

Raportul dintre lungimea și lățimea paletelor se ia de 10—15.

Bazinele de reacție cu palete se amplasează lipite de construcția decantoarelor. Dispozitivele de introducere a apei de la camerele de reacție în decantoare trebuie să evite distrugerea flocoanelor formate.

Bazinele de reacție verticale cu rotirea apei se utilizează la decantoarele verticale fiind amplasate chiar în cilindrul central al acestora.

Apa este introdusă cu viteză de 3 m/s printr-o țeavă cu două ieșiri tangențiale care asigură o mișcare în spirală *1*.

La partea de jos se prevede un grătar pe două direcții care asigură transformarea mișcării circulare într-o mișcare cu fire paralele pentru a nu produce perturbări în procesul de decantare *2*.

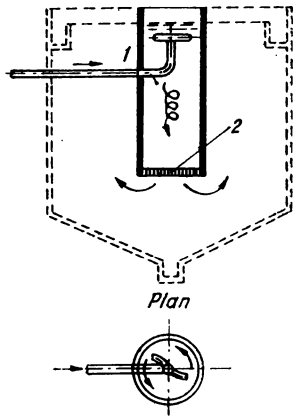



Fig. XXIV.31. Bazin de reacție vertical.

În cazul camerei de reacție din fig. XXIV.31, mișcarea este produsă prin palete verticale acționate de motoare electrice cu demultiplicări pentru turații mici. Reactivul este introdus chiar sub paletele verticale, amestecul fiind făcut prin vortexul creat de

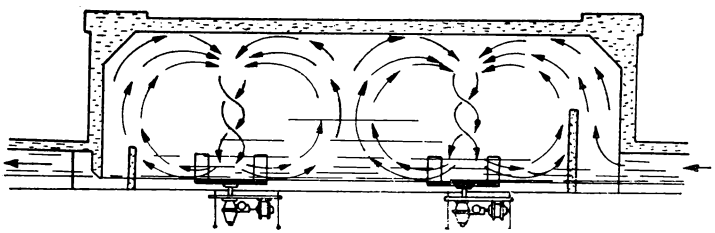


Fig. XXIV.32. Decantor orizontal multiplu cuplat cu cameră de reacție.

acestea nefiind necesare camere speciale de contact. Camera de reacție este dimensionată pentru un timp de 15 min.

În ultimul timp în U.R.S.S. s-au răspîndit camerele de reacție turbionare și constau dintr-un con cu vîrful îndreptat în jos (fig. XXIV.33).

Partea conică se prelungește în sus cu un cilindru.

Apa este introdusă la partea inferioară cu o viteză de circulație de circa 1 m/s, ajungînd la partea superioară la o viteză de 0,005—0,01 m/s.

Unghiul la vîrf se consideră optim între 25—45°.

Apa care a circulat în acest bazin între 6—8 min, deversează pe la partea superioară în bazinul decantor. Dimensiunile reduse ale acestui sistem îl impun în special în cazul debitelor mari. La noi în țară este prevăzută o astfel de cameră de reacție turbionară la alimentarea cu apă a orașului Tg. Mureș.

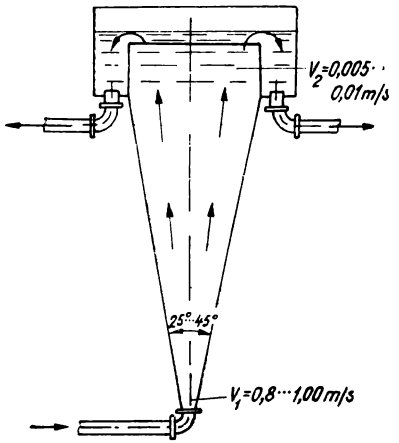



Fig. XXIV.33. Cameră de reacție turbionară sub formă de con.

## 3.6. FILTRAREA APEI

3.6.1. **Generalități.** Filtrarea apei, este de regulă, ultima operație, în schema tehnologică a unei stații de tratare, pentru limpezirea apei, deferizare etc.

Elementele care definesc un filtru sînt:

— viteza de filtrare:

$$v = \frac{Q}{A},$$

în care: $Q$ este debitul de apă ce trece prin filtru, în $m^3/h$ sau $m^3/zi$;

$A$ — suprafața orizontală a filtrului, în $m^2$;

— pierderea de sarcină $h$ care se produce la mișcarea apei prin porii stratului filtrant. Aceasta crește pe măsura colmatării stratului filtrant;

— sistemul de drenaj, care reprezintă suportul stratului filtrant şi dispozitivul prin care apa trece în sistemul de colectare a apei filtrate;

— stratul filtrant, constituit de regulă din nisip cuarţos; acesta reţine suspensiile conţinute în apa decantată, prin fenomenul de sită şi adsorbţie.

**3.6.2. Clasificarea filtrelor.** Din punctul de vedere al vitezei de filtrare, filtrele se împart în: lente, rapide, ultrarapide şi de construcţie specială.

Din punctul de vedere al presiunii de filtrare a apei, filtrele pot funcţiona cu nivel liber sau sub presiune.

Din punctul de vedere al alcătuirii stratului filtrant, filtrele pot fi cu un singur strat sau cu două straturi.

**3.6.3. Filtre lente.** Reţinerea suspensiilor, la filtrele lente, se face în stratul superior de nisip de 2—3 cm, unde se formează o peliculă biologică, alcătuită din microorganisme aerobe (în special diatomee şi protozoare). Această peliculă reţine şi oxidează cea mai mare parte din microorganismele din apă.

Viteza mică a apei în filtrele lente 3,50—6,00 m/zi, duce la un grad ridicat de limpezire a apei.

După o anume perioadă de funcţionare (20—60 zile), colmatarea filtrului ajunge la o limită, cînd, datorită vitezei sporite de trecere a apei prin porii peliculei biologice, pelicula se rupe; filtrul lent trebuie scos din funcţie, pentru curăţire, înainte ca pelicula biologică să se fi rupt.

Curăţirea materialului filtrant se face prin îndepărtarea a 2—4 cm din stratul superior de nisip, care conţine pelicula biologică colmatată şi materialul reţinut în procesul de filtrare.

Din cauza vitezei mici de filtrare, filtrele lente implică, de regulă, suprafeţe mari construite, fapt care limitează utilizarea lor pînă la debite de 4—5 000 m³/zi.

Deşi exploatarea filtrelor lente este simplă, totuşi operaţia de curăţire necesită o manoperă greoaie, iar mecanizarea acesteia este complicată.

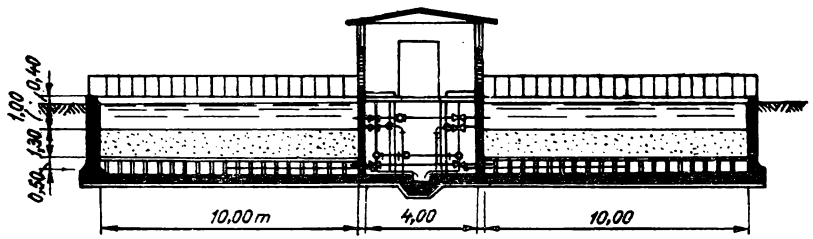



Fig. XXIV.34. Staţie de filtre lente pentru 1 000 m³/zi.

În ţara noastră, filtre lente în funcţiune există la Bucureşti (Arcuda), Cernavoda (Hinog), Galaţi, Brăila, Nadrag etc. şi de obicei se prevăd descoperite (funcţionînd în aer liber). În cazul unor condiţii climatice speciale (regiuni de munte cu zăpezi abundente) se pot acoperi; se practică şi acoperirea temporară cu panouri mobile în timpul iernii. În cazul filtrelor acoperite, înălţimea liberă deasupra apei se ia de minimum 2,50 m.

Se recomandă ca filtrele lente (fig. XXIV.34), să fie expuse la acţiunea directă a soarelui. În cazul în care se acoperă, suprafaţa ferestrelor şi a luminatoarelor trebuie să reprezinte 25—50% din suprafaţa clădirii.

Dimensionarea hidraulică a filtrelor lente trebuie să stabilească suprafața filtrantă instalată și în funcțiune, și numărul de compartimente.

Viteza de filtrare (dacă nu există studii sau date din exploatare) se poate lua între 3,50—6,00 m/zi.

Filtrele lente se dimensionează la debitul maxim zilnic (plus debitul necesar refacerii rezervei de incendiu).

Suprafața totală $A_f$ în funcțiune, pentru un debit $Q$, în m³/zi, este:

$$A_f = \frac{Q}{v} \text{ [m}^2\text{]},$$

în care $v$ este viteza de filtrare, în m/zi.

Numărul compartimentelor $n$ este:

$$n = \frac{V}{V - v_1} \text{ [buc]},$$

în care $V_T$ este viteza limită de filtrare, iar $v_1$ viteza de exploatare, normală.

Numărul compartimentelor de filtrare trebuie să verifice și relația:

$$n \leqslant \frac{t_f + t_p}{t_p} \text{ (buc)},$$

în care: $t_f$ este timpul de funcționare între două curățiri ale stratului filtrant, care se consideră, de regulă, de 20—100 zile;

$t_p$ — timpul de curățire și repunere în funcțiune.

Suprafața unui compartiment $F$ rezultă din:

$$F = \frac{A_f}{n} \text{ [m}^2\text{]}.$$

Pentru un debit de 20 l/s, cu o viteză de filtrare de 3 m/zi rezultă $A_f = 580$ m², $n = 4$ compartimente, suprafața unui compartiment fiind de 145 m².

Prescripțiile pentru proiectarea filtrelor lente sînt date în STAS 3602-64 și în Normativul de proiectare 1081/1051, privind tratarea apei prin stații de filtrare cu nivel liber.

*Degrosisoare și prefiltre.* Degrosisoarele și prefiltrele sînt filtre care interesează în special în cazul apelor cu turbidități mari, avînd stratul filtrant din pietriș (de 10—20 mm) la degrosisoare și de nisip mare (3—10 mm) la prefiltre.

Vitezele de filtrare variază între 50—120 m/zi la degrosisoare și 10—30 m/zi la prefiltre.

Prin folosirea degrosisoarelor și a prefiltrelor este posibilă mărirea vitezei de filtrare pînă la dublu față de cea normală.

3.6.4. **Filtre rapide.** Reținerea suspensiilor la filtrele rapide se face în toată masa nisipului filtrant, dar într-o cantitate mai mare în partea superioară a stratului.

Reținerea particulelor fine aflate în suspensie în apa nefiltrată se face prin adsorbție, pe suprafața granulelor.

Bacteriile conţinute în apă sînt reţinute numai parţial, de aceea dezinfectarea apei, după filtrarea rapidă, este obligatorie.

Filtrele rapide se folosesc pentru limpezirea apei ce provine din surse de suprafaţă, dar şi în procese de tratări speciale (dedurizare, deferizare etc.).

Filtrele rapide pot funcţiona cu nivel liber (fig. XXIV.35), (filtre deschise) sau sub presiune (filtre închise).

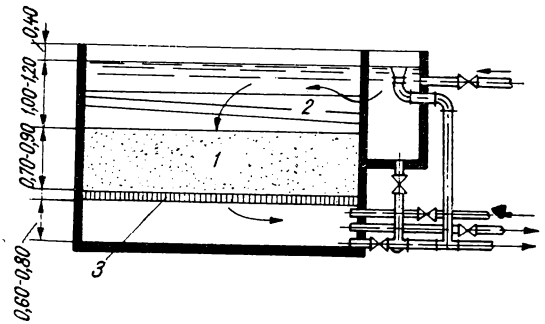



Fig. XXIV.35. Schema unui filtru rapid cu nivel liber:
*1* — strat filtrant; *2* — jghiaburi *3* — drenaj.

Viteza de filtrare (cînd nu există studii sau date exacte) se ia, în general, între 4—5 m/h.

După o anumită perioadă de funcţionare, datorită acumulării de suspensii în stratul filtrant, pierderea de sarcină prin filtru creşte continuu, de la o valoare iniţială $h$, la o valoare finală $h_f$.

Pierderea finală $h_f$ se determină pentru fiecare filtru în parte, în exploatare.

Cînd se atinge pierderea de sarcină limită $h_f$, filtrul rapid se scoate din circuit şi se spală.

Spălarea filtrelor se face cu apă şi aer comprimat; deşi în alte ţări (în special în U.R.S.S.) se foloseşte în mod curent spălarea numai cu contracurent de apă, în ţară se practică, de regulă, spălarea cu aer şi cu apă (tabelului XXIV.11).

Filtrele rapide închise (sub presiune) se utilizează în special atunci cînd presiunea disponibilă după filtrare face posibilă alimentarea unui rezervor de înălţime situat la o cotă convenabilă de unde se poate distribui, gravitaţional, apa la consumatori.

Filtrul rapid închis (fig. XXIV.36) se compune dintr-un rezervor metalic (mai rar de beton armat), cu fund drenant, care susţine stratul de nisip filtrant.

Modul de funcţionare este acelaşi ca şi la filtrele rapide deschise: apa decantată intră pe sus şi trece prin stratul filtrant de sus în jos: spălarea filtrului se face cu contracurent de apă şi aer, de jos în sus.

Prin conducta *1* apa este adusă în filtru; după filtrare ea este evacuată pe conducta *2*, prin conducta *3* introducîndu-se apa de spălare ce deversează în pîlnia *8* şi fiind evacuată prin conducta *4*.

Golirea filtrului se face prin conducta *5*, iar evacuarea aerului se face prin țevile *6* și *7*.

Filtrele rapide închise se prevăd cu guri de vizitare pentru a permite accesul în interior, precum și pentru introducerea și evacuarea nisipului.

*Tabelul XXIV.11*

**Debitele de spălare, presiunile la filtru și durata spălărilor**

| Felul spălării | Debitul de spălare l/s·m² | | Presiunea $mH_2O$ | Timpul de spălare min |
|---|---|---|---|---|
| Spălare cu apă în contracurent (fără aer) | — | 12—18 | 7 | 10 |
| Spălare cu apă și aer comprimat | Apă | 8 | 7—10 | 10 |
| | Aer | 16—20 | 7 | 13 |

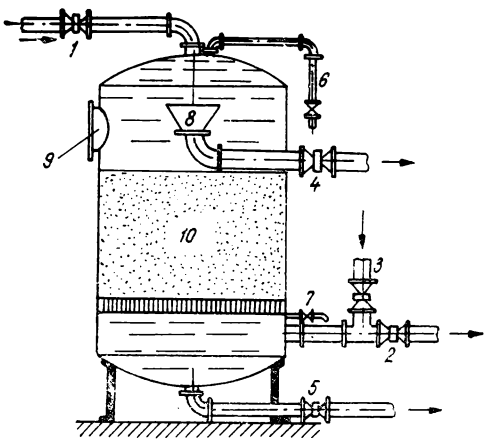



Fig. XXIV.36. Filtru rapid închis cuprinzînd conductele:

*1* — de aducțiune a apei în filtru; *2* — de evacuare a apei după filtrare; *3* — de introducerea apei de spălare ce deversează în pilnia *8*; *4* — de evacuare; *5* — de golire a filtrului; *6*, *7* — de evacuare a aerului; *8* — pilnie; *9* — gură de vizitare; *10* — nisip filtrant.

În țară, se proiectează filtre rapide închise în special în cadrul sistemelor de alimentare cu apă a unor industrii.

a. *Dimensionarea hidraulică a filtrelor rapide.* Debitul stației de filtre rapide se stabilește conform STAS 1343-66 și este compus din debitul maxim zilnic și debitul necesar refacerii rezervei de incendiu.

Pentru necesitățile proprii ale stației de tratare se prevede un spor de debit de 4—10%. Avînd în vedere că din acest spor circa 70% reprezintă necesarul de apă pentru spălarea filtrelor, trebuie examinată posibilitatea recirculării apei de spălare în vederea reducerii consumului propriu.

Suprafața de filtrare $F$ se determină cu relația:

$$F = \frac{Q}{V_f} \text{ [m}^2\text{]}.$$

Numărul cuvelor de filtrare $n$ se determină pe bază de calcule tehnico-economice. Pentru calcule aproximative se poate folosi formula:

$$n = \frac{1}{2}\sqrt{F} \text{ (buc)},$$

în care $F$ este suprafața totală a filtrului, în m$^2$.

Diametrul conductelor se stabilește ținînd seama de vitezele admisibile (tabelul XXIV.12).

*Tabelul XXIV.12*

**Viteze admisibile în conductele filtrelor**

| Specificarea conductei | Ipoteza de dimensionare | Viteza admisibilă a apei m/s |
|---|---|---|
| Conducta de apă brută (de la decantoare la filtre) | Păstrarea fulgilor coagulați | 0,6 |
| Conducta de apă filtrată (de la filtre la rezervoare) | Stabilirea diametrului minim necesar, avînd în vedere funcționarea periodică | 1,0—2,5 |
| Conductele de apă pentru spălarea filtrelor | | 2,0—2,5 |
| Jgheaburi de colectare a apei murdare (în secțiunea finală) | — | 0,6 |
| Canalul de golire | Evitarea depunerilor | 1,0—1,2 |
| Conductele de aer | Secțiunea economică | 12 |

Cantitatea de apă $V$ [m³] necesară pentru spălarea unui filtru este:

$$V = \frac{fit}{1\,000},$$

în care: $f$ este suprafața unui filtru, în m²;

$i$ — intensitatea de spălare, în l/s·m²;

$t$ — timpul de spălare, în s.

Dimensionarea drenajelor cu rezistență mare din tuburi găurite (v. fig. XXIV.37) se face pornind de la vitezele $V_1$ (la intrarea în conducta principală de spălare) și $V_2$ (la intrarea în tuburile ramificate).

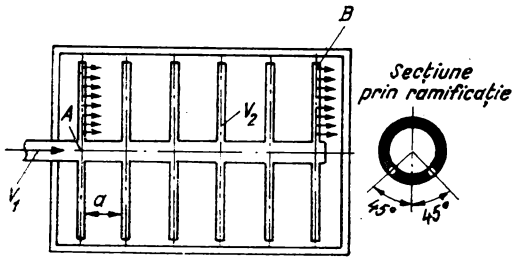



Fig. XXIV.37. Drenaje cu rezistență mare din tuburi găurite.

3.6.5. **Filtre rapide de construcție specială.** *Filtrele cu două straturi* se deosebesc de filtrele rapide, deschise obișnuite, prin alcătuirea stratului filtrant; un strat inferior din nisip cuarțos și altul superior din antracit concasat.

În țara noastră se experimentează alcătuirea stratului superior și din cocs concasat, cu unele rezultate pozitive. Prin punerea la punct a filtrului cu două straturi în care stratul superior să fie material indigen, acestea vor putea căpăta o largă dezvoltare.

Datorită prezenței stratului superior, adsorbant, se mărește apreciabil capacitatea de reținere a suspensiilor în filtrul cu două straturi al cărui randament este aproximativ de două ori mai mare decît la filtrele obișnuite.

Filtrele cu două straturi se pot folosi pentru limpezirea apelor în prealabil tratate prin coagulare și decantare; se recomandă ca apa care intră în acest tip de filtre să nu conțină mai mult de 50 mg/l suspensii.

Filtrul cu două straturi se poate introduce și la stațiile existente, în scopul măririi capacității de filtrare a acestora.

Ca regulă generală, cînd se prevăd filtre cu două straturi, trebuie introdusă în schema stației de tratare și preclorarea apei, cu scopul de a preveni colmatarea bacteriologică, a stratului filtrant.

Antracitul folosit pentru filtrele cu două straturi trebuie să fie lucios, să se sfărîme în granule de formă cubică, să aibă greutatea specifică între 1,60—1,70 t/m³ și greutatea volumetrică 0,70—0,90 t/m³.

Procentul de cenușă al antracitului nu trebuie să fie mai mare de 5—10%, iar conținutul de sulf cel mult 3%.

Stratul inferior de nisip este practic identic cu stratul unic de la filtrele rapide obișnuite.

Se recomandă ca diametrul minim al granulelor de nisip din stratul inferior să fie :

$$d_{min} = 0{,}5—0{,}6 \text{ mm.}$$

Pentru granulele de antracit se recomandă următoarele dimensiuni :

$$d_{min} = 0{,}8—1{,}0 \text{ mm;}$$

$$d_{max} = 3\ d_{min} \text{ al nisipului.}$$

Coeficientul de uniformitate a granulelor de nisip și antracit este indicat a se lua în limitele de 1,5—1,6.

În cazul granulațiilor corect alese, nu trebuie să se producă o amestecare mai mult decît 2—3 cm între straturile filtrante.

Viteza de filtrare a apei tratată cu coagulant și decantată se poate lua la filtrele cu 2 straturi între 8—10 m/h.

Intensitatea de spălare (cu apă) a filtrului cu două straturi trebuie să asigure expandarea cu 50% a ambelor straturi și variază între 12—20 l/s.m², în funcție de compoziția granulometrică a nisipului de cuarț și a antracitului.

Indicativ, consumul de apă pentru spălarea filtrelor trebuie prevăzut de 2,5—4% din cantitatea de apă filtrată.

În exploatare se recomandă să se pună în funcție mai întîi filtrul încărcat numai cu stratul de nisip, pe o perioadă de circa 30 zile, în scopul sortării nisipului ; în această perioadă nisipul fin se elimină.

Înainte de a se încărca antracitul, nivelul apei din filtru rămîne cu 25—30 cm peste nivelul nisipului ; antracitul se aruncă astfel în apă, micșorîndu-se murdărirea încăperii cu praf de cărbune.

Antracitul trebuie încărcat uniform pe toată suprafața filtrului ; după așezarea acestuia în cuva de filtrare, se lasă cel puțin 3—4 h pentru a se umezi, după care se spală cu contracurent de apă ; primele 2—3 spălări trebuie efectuate cu intensitate de cel mult 7—8 l/s.m².

Filtrele cu două straturi se pot folosi și la stațiile de dedurizare și deferizare.

*Filtrele de contact* (fig. XXIV.38) se utilizează cînd apa brută are suspensii pînă la 300 mg/l și prezintă avantajul că se concentrează într-o singură construcție atît decantarea, cît și filtrarea.

Particularitatea importantă a acestui sistem o constituie stratul filtrant *1*, alcătuit dintr-o succesiune de straturi de nisip și pietriș, începînd cu 0,8 mm la partea superioară și terminînd cu pietriș de 60 mm la partea inferioară.

Soluția de coagulant, necesară funcționării normale a filtrului, se introduce în apa brută imediat înainte de intrarea în filtru ; amestecul coagulantului cu apa brută și reacțiile chimice au loc chiar în masa materialului filtrant.

Ca drenaj se adoptă de regulă sisteme de mare rezistență *2*.

Apa brută *3* intră pe la partea inferioară, trece mai întîi prin straturile de pietriș (în interiorul cărora se produc reacțiile chimice cu coagulant) și apoi parcurge, de jos în sus, materialul filtrant, din ce în ce mai fin. Apa filtrată este colectată în jgheabul *4* și galeria *5*. În acest fel se asigură o repartizare mai uniformă a impurităților în masa filtrantă.

Filtrele de contact au în special avantajul reducerii dozei de coagulant. Filtrele ultrarapide (sistem Nikiforov) sînt filtre sub presiune, utilizate în U.R.S.S. la industriile la care se urmărește obținerea unei ape limpezite numai parțial.

Viteza de filtrare este de 25—100 m/h, iar materialul filtrant este un nisip cu granulație mare, așezat pe un strat de pietriș.

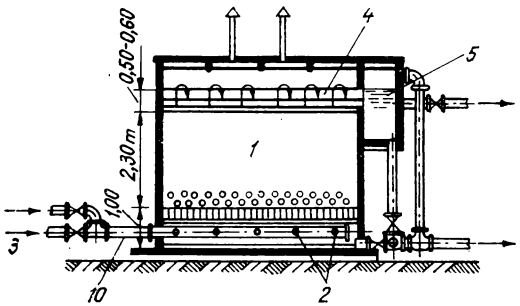



Fig. XXIV.38. Filtre de contact.

Filtrele cu diatomită se utilizează numai pentru debite mici și constau, de regulă, dintr-un rezervor în care sînt montați o serie de cilindri executați din pămînt de diatomee.

Apa brută intră în acest rezervor, trece apoi de la exterior la interior în cilindrii de diatomită, de unde este apoi scoasă pe la partea superioară, ca apă filtrată.

Se utilizează coagulant în proporție de 80—100 mg/l. Viteza de filtrare este de 3—40 m/h.

*Filtrele A.K.H.* (fig. XXIV.39) sînt filtre rapide, pentru obținerea unei ape limpezi, la care viteza de filtrare ajunge pînă la 10—12 m/h.

Procedeul constă în filtrarea printr-un strat de nisip cu compoziție granulometrică variabilă [2].

Apa brută *1* este introdusă cu un canal de distribuție deasupra stratului filtrant *2* și pe dedesubtul acestuia prin conducte; astfel apa se filtrează atît de sus în jos prin stratul de nisip fin, cît și de jos în sus prin stratul de nisip mare.

Colectarea apei filtrate se face printr-o rețea de țevi *3* așezată în interiorul masei de nisip filtrant.

Spălarea filtrului *4* se face la fel ca la filtrele rapide obișnuite, cu contracurent de apă, de jos în sus, evacuarea apei de spălare se face prin jghiabul *5*. În fig. XXIV.39, *a* este prezentată secțiunea transversală prin jgheabul de evacuare a apei de spălare, în care *a* este înălțimea părții inferioare a jgheabului.

*Microfiltrele* sînt site rotative cu spălare continuă, avînd o rețea din sîrmă de oțel inoxidabil, cu ochiuri de 23,35 sau 65 μ; apa consumată pentru spălare reprezintă 1—1,5% din apa filtrată, utilizîndu-se o presiune de spălare de 0,35—0,60 at.

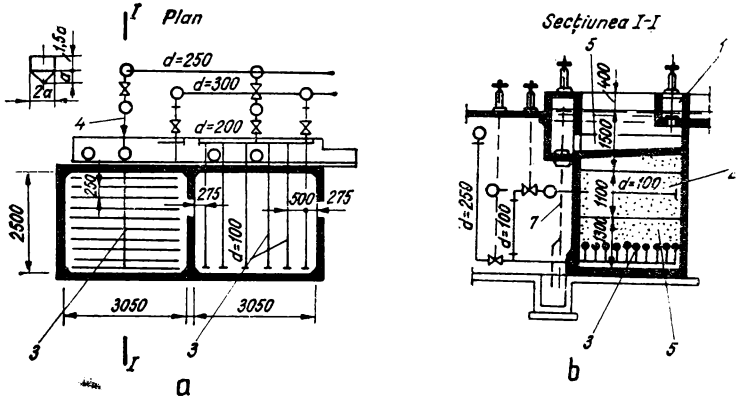



Fig. XXIV.39. Filtrul rapid A.K.H.

## 3 7. DEZINFECTAREA APEI

3.7.1. **Generalități.** Procesul de filtrare reduce numărul de bacterii conținute în apă, fără însă a aduce apa în limite de potabilitate din punct de vedere bacteriologic, în special în cazul filtrelor rapide. De asemenea, chiar din cauza unor mici neetanșeități inerente în rețeaua de distribuție, se poate produce uneori infectarea apei.

Pentru a preîntîmpina toate acestea și a menține apa într-un grad de puritate cerut de normele igienico-sanitare, este necesar să se facă o dezinfectare a acesteia.

În tabelul XXIV.5 se arată cantitatea maximă a germenilor și colilor admisibili în apa potabilă (conform STAS 1342-66).

Dezinfectarea se poate face prin metode:

— fizice (căldură, electricitate, raze ultraviolete);
— chimice (clor, ozon, permanganat de potasiu);
— biologice (membrana filtrelor lente);
— oligodinamice (ionii materialelor grele, argint, cupru).

Cea mai utilizată metodă este cea cu clor, deoarece prezintă siguranță mare și un preț de cost scăzut. De asemenea exploatarea este relativ simplă.

3.7.2. **Dezinfectarea cu clor.** Dezinfectarea se face cu clor gazos. Clorul, la presiunea atmosferică și la temperaturi mai mari de —33°C se prezintă sub forma unui gaz de culoare slab galben verzui, de 2,5 ori mai greu decît aerul. Lichefierea clorului se poate obține la temperaturile obișnuite dacă se află la o presiune de minimum 6 at.

Pentru utilizarea lui ca dezinfectant, clorul este îmbuteliat la presiuni de 6—8 at, menținîndu-l în stare lichidă.

Clorul dezinfectează apa prin oxidarea substanțelor organice, datorită oxigenului în stare născîndă, așa cum rezultă din relația de mai jos:

$$Cl_2 + H_2O = HOCl + HCl \rightarrow 2HOCl = 2HCl + O_2.$$

Acidul hipocloros este instabil și se descompune în acid clorhidric și oxigen.

Uneori ca dezinfectant se utilizează hipocloriții (apa de Javel sau clorura de var). În cazul apei de Javel reacția care are loc este următoarea:

$$ClONa + CO_2 + H_2O = HOCl + CO_3NaH \rightarrow 2\ HOCl = 2HCl + O_2.$$

În cazul clorului gazos se întrebuințează aparate automate de dozare.

Introducerea clorurii de var se face sub formă de soluție. Prepararea soluției se face similar cu prepararea soluțiilor de coagulant. Doza de clor folosită curent în țară este 0,3—1 mg/l.

În fig. XXIV.40 este arătat schematic un aparat de clorizare cu clor gazos.

Amestecul apei cu soluția de clor se face într-un vas de sticlă, unde atît clorul cît și apa vin la o presiune de 2 at.

Cînd nu se dispune de presiune suficientă în conductele din apropiere, se prevede pomparea apei într-un mic rezervor de hidrofor din care se ia apa pentru prepararea soluției de clor.

Capacitatea acestuia, în l se determină cu formula:

$$V = \frac{24\,qa}{1\,000\,nb},$$

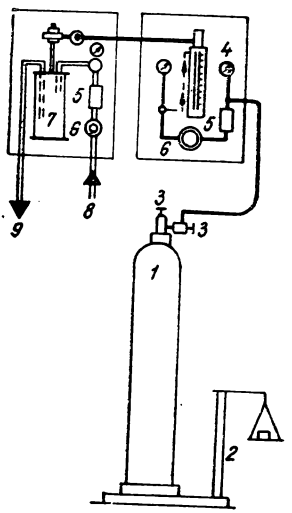



**Fig. XXIV.40. Schema unui aparat de clorizare cu clor gazos:**

*1* — butelia de clor; *2* — cîntar zecimal prin care se determină cantitatea de clor neconsumat; *3* — robinete de dozare și reglare; *4* — manometru; *5* — filtru; *6* — reductor de presiune de la 6 at pînă la 1 at; *7* — vas de amestec; *8* — intrarea apei pentru soluția de clor; *9* — evacuarea soluției de apă-clor spre bazinul de contact.

în care: $q$ este debitul apei de tratat, în $m^3/h$;

$a$ — doza de clor (1—2 mg);

$b$ — concentrația clorului în apa de clor (1—1,5%);

$n$ — numărul de umpleri pe zi (1—2).

Debitul necesar instalației se poate calcula cu formula:

$$Q = A\left(\frac{1\,000}{D}400\right),$$

în care : $Q$ este cantitatea de apă, în l/h ;

$A$ — cantitatea de clor ce se dizolvă, în kg/h ;

$D$ — dizolvabilitatea clorului în apă, funcție de temperatură (tabelul XXIV.13).

O butelie de clor poate debita la temperatura obișnuită circa 0,75 kg clor pe oră. Pentru a mări debitul de clor este necesar să se încălzească butelia. În încăperile unde sînt montate aparatele de clorizare, temperatura aerului trebuie să fie între 20 și 25°C.

*Tabelul XXIV.13*

**Dizolvabilitatea clorului în apă în funcție de temperatură la presiunea de 0,3 at**

| Temperatura apei, în °C | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 |
|---|---|---|---|---|---|
| Dizolvabilitatea, în $\frac{gCl}{m^3 \text{ apă}}$ | 1 | 1,5 | 2 | 2,3 | 2,5 |

În nici un caz nu se admit temperaturi sub 10° și nici peste 25°. Atunci cînd apa are o temperatură sub 10°C se prevede un preîncălzitor electric al apei pentru soluția de clor.

După introducerea soluției de clor în apa filtrată este necesar să se facă o bună amestecare, asigurîndu-se un timp de contact de cel puțin 30 min înainte de primul consumator.

Doza de clor remanent în rețeaua de apă nu trebuie să depășească 0,2 mg/l. De la 0,3 mg/l începe să se simtă un miros și gust neplăcut.

Pentru siguranța dezinfectării apei este necesar ca în punctele extreme ale rețelei de distribuție să fie o doză minimă de 0,1 mg/l clor remanent.

Stația de clorizare trebuie să cuprindă, în cazul instalațiilor mai importante, cel puțin două aparate de clorizare.

Încăperea trebuie bine ventilată. Pentru evitarea accidentelor, accesul se face din exterior, fără a exista nici un fel de legătură cu alte camere avînd destinații diferite de cea a stației de clorizare. Nu se prevăd subsoluri în apropierea stației de clorizare.

Stația trebuie prevăzută cu un depozit de clor în care se depozitează butelii pentru o funcționare de minimum 30 de zile.

Pentru a evita accidentele, din cauza neetanșeității aparatului de clor, s-au fabricat aparate care lucrează sub vacuum.

Instalațiile cu clorură de var se folosesc mai ales cu caracter provizoriu, la unitățile mici. Clorura de var conține circa 25—30% clor activ. Clorura de var anhidră trece în hipoclorit de calciu și clorură de calciu. Hipocloritul de calciu reacționează cu bicar-

bonatul de calciu din apă și rezultă carbonat de calciu și acid hipocloros care se descompune în $O_2$:

$$2\ CaOCl_2 = Ca(OCl)_2 + CaCl_2;$$

$$Ca(OCl)_2 + Ca(HCO)_3 = 2\ CO_3Ca + 2\ HOCl;$$

$$2\ HOCl = 2\ HCl + O_2.$$

Volumul dozatoarelor pentru soluția de clor (care sînt similare cu cele patru soluții de coagulant) se determină astfel:

$$V = \frac{24\ Q\ a}{1\ 000\ n\ b\ c},$$

în care: $V$ este volumul vasului de dozare, în $m^3$;

$Q$ — debitul apei tratate, în $m^3/h$;

$a$ — doza de clor, în mg/l;

$n$ — numărul de preparări în 24 h (2—4); pentru dizolvarea clorurii de var $b = 10—15\%$, iar pentru vasele cu soluția diluată $b = 1—1,5\%$;

$c$ — conținutul de clor activ în clorura de var (25—30%).

În unele cazuri se prevede clorarea în exces, în special în cazurile în care apa suferă variații mari de calitate într-un interval relativ mic, putînd duce la contaminarea apei în rețea. Se utilizează și pentru îndepărtarea mirosului și gustului neplăcut din apă. Clorarea în exces se face în doze de 5—10 mg/l și necesită o declorare a apei, după ce s-a făcut reducerea substanțelor organice.

3.7.3. **Ozonizarea și alte metode de dezinfectare a apei.** O metodă destul de răspîndită de dezinfectare o constituie introducerea în apă a aerului ozonizat.

Ozonul se obține trecînd un curent de aer între doi electrozi de înaltă tensiune, unde se produc descărcări electrice. La o tensiune de 10 000—20 000 V, sub o frecvență de 50 perioade (curent alternativ) rezultă 50 g ozon pe oră pentru fiecare metru pătrat de electrod. Puterea consumată este de circa 1 500 W. La frecvența de 500 perioade producția se dublează. Concentrația ozonului în aer este de 2—3 $g/m^3$.

Energia consumată este de ordinul a 25—30 W pentru un gram de ozon. Pentru a dezinfecta 1 $m^3$ de apă filtrată sînt necesare 0,5—2 g de ozon.

Din cauza solubilității mici a ozonului în apă, numai 70% din ozonul produs este utilizat pentru dezinfectare. Pentru a mări randamentul, se prevăd coloane înalte de contact.

Electrozii trebuie răciți, deoarece randamentul scade cu ridicarea temperaturii. Răcirea se face cu apă sau ulei.

Apa dezinfectată trebuie să conțină ozon în exces, un timp cu atît mai îndelungat cu cît temperatura apei este mai scăzută (circa 5 min la temperaturi de 15 — 20°C și circa 10 min la temperaturi mai scăzute). Excesul de ozon se determină prin apariția colorației albăstruie în cazul introducerii în apă a unui cristal de iodură de potasiu.

La noi în țară nu s-a generalizat acest sistem din cauza prețului ridicat.

Razele ultraviolete au și ele o acțiune bactericidă (lungimi de undă 100—300 m).

Efectul razelor ultraviolete se resimte în apă numai la adîncimea de 15—20 cm și trebuie ca apa să fie perfect clară.

Consumul de energie electrică este de 0,03—0,08 kWh/m³ de apă.

Lămpile de cuarț cu vapori de mercur la presiunea scăzută ce produc razele ultraviolete au o putere de 15—25 W și o durată de funcționare de circa 2 000 h.

Dezinfectarea cu raze ultraviolete este scumpă și nesigură.

## 3.8. TRATĂRI SPECIALE PENTRU CORECTAREA UNOR PROPRIETĂȚI FIZICE, CHIMICE ȘI ORGANOLEPTICE ALE APEI

Eliminarea gustului, mirosului și culorii apei, răcirea apei, deferizarea, demanganizarea, corectarea durității (reducere sau sporire), eliminarea gazelor dizolvate ($CO_2$ și uneori $H_2S$), desalinizarea apei (eliminarea clorurilor și sulfaților), eliminarea siliciului, fluorizarea apei, reducerea elementelor radioactive, eliminarea uleiurilor și fenolilor, îndepărtarea materiilor organice sau a algelor, constituie tratări ale apei care intervin în special în cazul apelor subterane mineralizate, în cazul apelor din surse de suprafață murdărite de descărcări industriale și în cazul condițiilor speciale privind proprietățile fizice și chimice ale apei cerute de către unii consumatori industriali.

Tratările privind proprietățile organoleptice, îndepărtarea materiilor organice, deferizarea și demanganizarea, sporirea durității, fluorizarea, reducerea elementelor radioactive din apă, sînt specifice tratării apelor în scop de potabilitate. În industrie, cele mai frecvente tratări sînt reducerea durității, eliminarea uleiurilor și fenolilor din apele recirculate și reducerea temperaturi la apele din circuitul de răcire.

3.8.1. **Eliminarea gustului și mirosului apei, decolorarea apei.** Gustul neplăcut și mirosul apei se datorează cel mai frecvent anumitor substanțe produse de alegele ce se dezvoltă în apă putînd fi provocate de asemenea și de descompunerea în apă sau în pămînt a unor substanțe organice. Gustul apei se mai poate datora compușilor de zinc, cupru, fier sau mangan, dizolvați în apă. În tabelul XXIV.14 se dau limitele de perceptibilitate a gusturilor metalice în apă.

În anumite cazuri gustul și mirosul apei se elimină o dată cu tratarea pentru eliminarea fierului, manganului, hidrogenului sulfurat etc., conținute în apă.

*Tabelul XXIV.14*

**Limitele de perceptibilitate a gusturilor metalice în apă**

| Elementele metalice | Frecvența de detectare în apa distilată | | Frecvența de detectare în apa de izvor | |
|---|---|---|---|---|
| | 5% | 50% | 5% | 50% |
| | Concentația ionilor, mg/l | | | |
| Sulfat de zinc | 4,3 | 18,0 | 6,8 | 27,0 |
| Nitrat de zinc | 5,2 | 22,0 | — | — |
| Clorură de zinc | 6,3 | 25,0 | 8,6 | 33,0 |
| Clorură de cupru | 2,6 | 6,6 | 5,0 | 13,0 |
| Sulfat feros | 0,04 | 3,4 | 0,12 | 1,8 |
| Hidroxid feric | 0,7 | 8,8 | — | — |
| Sulfat de magneziu | 3,6 | 45,0 | — | — |

Metodele specifice eliminării gustului și mirosului apei sînt: aerarea, supraclorizarea (urmată de declorare), tratarea apei cu peroxid de clor, tratarea cu permanganat de potasiu în exces urmată de tratarea cu sulfat feros (sau filtrare prin insuflare cu bioxid de mangan). Anumite rezultate s-au obținut prin coagularea electrică.

Rezultatele cele mai bune se obțin prin filtrarea apei prin cărbune activ, sau prin introducerea cărbunelui activ sub formă de praf în apă (în doze de 5—20 g/m³), fiind reținut apoi din filtre. Filtrele de cărbune activ se realizează cel mai frecvent în instalații sub presiune de tipul celor din fig. XXIV.41. Stratul filtrant are o grosime de 1 m. Filtrul se spală la circa 15 zile cu contracurent de apă. În cazul în care mirosurile se datoresc urmelor de fenoli în apă, filtrul de cărbune activ are un volum egal cu 0,1 din debitul maxim orar al apei de tratat, iar regenerarea devine necesară la 3—6 luni, prin trecerea de aburi prin filtru timp de o oră după care filtrul se spală cu soluție diluată (5%) de sodă, la temperatura de 80°C. Cărbunele activ trebuie schimbat la perioade de 2—10 ani, putînd fi regenerat la uzina furnizoare.

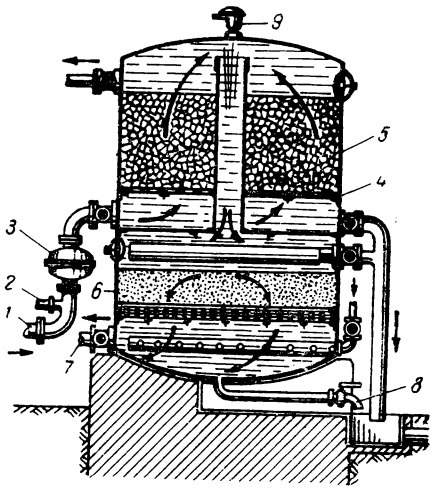



**Fig. XXIV.41. Alimentarea cu apă brută a filtrului rapid sub presiune:**
*1* — conductă de alimentare; *2* — conductă pentru intrarea aerului; *3* — amestecător apă-aer; *4* — plăci perforate cu crepine; *5* — masa granulară de contact; *6* — strat filtrant de nisip cuarțos; *7* — conductă de intrare a apei de spălare și piecare a apei filtrante; *8* — conducta de golire a filtrului; *9* — supapă pentru evacuarea aerului în exces.

În ceea ce privește algele care se dezvoltă în apă, în bazine de apă (în special în lacuri), în prezența bioxidului de carbon, sub influența luminii, ele se pot combate fie la sursă cu sulfat de cupru (în doze de 2—3 g/m³) care se dizolvă în saci plimbați pe suprafața lacului, fie în instalații de tratare cu procedeul clor-cupru, care se aplică prin trecerea apei cu clor, după ieșirea din aparatul de dozare pe strunjitură de cupru înainte de introducerea ei în apa de tratat (la doze de clor de 0,5 mg Cl/m³, consum egal de cupru).

Uneori gustul fad al apei se datorează durității ei reduse (0—4 grade). Mărirea durității apei, care poate fi reclamată și de caracterul corosiv al apelor cu duritate mică, se realizează prin dozarea în apă de ipsos și sodă. Pentru fiecare grad de duritate, doza necesară este de 31 mg/l sulfat de calciu ($CaSO_4$) și 19 mg/l carbonat de sodiu ($Na_2CO_3$).

Decolorarea apei se poate realiza prin procedeul de tratare cu sulfat de cupru sau cu sulfat de cupru şi var, folosit ca reactiv coagulant în staţia de tratare. De asemenea se practică tratarea cu permanganat de potasiu şi sulfat de fier. Puterea oxidantă a oxidului de mangan care se formează asigură pe lîngă decolorarea şi oxidarea materiilor organice şi eliminarea mirosului din apă. Doza de permanganat variază între 6—10 mg/mg de materii organice, evaluate în oxigen. Excesul de permanganat se reţine pe filtru de bioxid de mangan sau cărbune activ. Se menţionează că eficacitatea tratării creşte în mediu acid.

3.8.2. **Eliminarea gazelor din apă.** Dezacidarea (eliminarea $CO_2$), desulfurizarea (eliminarea $H_2S$) şi dezoxidarea (eliminarea $O_2$), apar ca tratări necesare pentru reducerea caracterului agresiv al unor ape sau a mirosului şi gustului lor neplăcut. Eliminarea bioxidului de carbon este necesară şi la deferizarea şi demanganizarea apei ca o tratare prealabilă. Eliminarea bioxidului de carbon şi hidrogenului sulfurat se realizează adeseori în instalaţii prin care se obţine concomitent şi o aerare (oxigenare) a apei.

Eliminarea gazelor se poate obţine în instalaţii de pulverizare a apei în aer (picurarea prin duş sau sprinclere), aerare prin barbotare mecanică sau cu aer comprimat, cazane de vacuum, filtrări sau tratări chimice.

Picurarea apei se realizează prin duşuri cu o împrăştiere de circa 1—2 l/s, $m^2$, de la o înălţime de circa 2,5 m, pe planşee cu rigole de colectare sau direct pe bazinele de decantare sau pe filtre.

Pulverizarea prin sprinklere reclamă o presiune mai ridicată 7—8 m $H_2O$, dar realizează o dispersare mai fină a apei în aer. Debitul pe unitatea de suprafaţă este de 1—2 l/s $m^2$. Sprinklerele cu jeturi ce se lovesc sub un unghi de 90° pulverizează apa prin duze de 6—8 mm cu un debit de 0,6—1,1 l/s şi perechea de duze.

La presiunea de circa 7,5 m$H_2O$ înălţimea de pulverizare este de circa 3 m, iar raza de împrăştiere circa 2 m.

Prin reducerea presiunii (prin ventilatoare) în camerele de pulverizare a apei, eliminarea gazelor se accelerează. Circulaţia de aer necesară în camerele de pulverizare este de 10 ori debitul apei de tratat.

Reducerea bioxidului de carbon, în condiţiile unei pulverizări foarte bune, se realizează pînă la 5—10 mg/l bioxid de carbon remanent în apă.

Barbotarea mecanică cu sistemul oxifloculator este tratată în continuare, în legătură cu deferizarea apei.

Trecerea apei prin cazane de vacuum se practică îndeosebi la captarea apelor subterane, gazele fiind eliminate din conducta de aspiraţie o dată cu aerul, prin pompele de vacuum.

Filtrele de marmură dezacidează apa prin fixarea bioxidului de carbon liber de carbonatul de calciu (rezultînd bicarbonat de calciu solubil). Procedeul se aplică numai la ape limpezi şi lipsite de fier şi mangan, pentru a nu provoca colmatarea filtrului, şi a ape cu conţinut total de bioxid de carbon sub 60 mg/l.

Filtrul rapid deschis cu marmură se încarcă cu un strat filtrant (granule 3—5 mm) de 1,00—1,50 m grosime, pe un strat de suport (granule de 5—10 mm) de 0,15 m grosime şi are deasupra un strat de apă de 0,20—0,50 m. Viteza de filtrare este de 0,60—2,50 m/h, cu o pierdere de sarcină de circa 0,20 m$H_2O$. Apa se distribuie pe filtrul uniform (pe jgheaburi), iar filtrul se întreţine prin răscolirea suprafeţei stratului filtrant (o dată pe lună), prin înlocuirea stratului superficial de 5—6 cm (o dată pe an) şi prin înlocuirea întregului material filtrant care trebuie reciuruit, spălat şi dezinfectat (o dată la 2—3 ani).

Cantitatea de marmură pentru reacție, la diverse conținuturi de bioxid de carbon liber și în funcție și de timpul de reacție necesar pentru legarea bioxidului de carbon liber de carbonatul de calciu este dată în diagrama din fig. XXIV.42.

La instalațiile mari, la ape cu duritate temporară sub 14 grade, se folosește cu succes ca material filtrant, în loc de marmură, un produs sintetic *Magno* pe bază de hidroxid de magneziu, avînd avantajul unui timp de reacție de 10—15 min, față de timpul de reacție corespunzător în cazul marmurei de 30—270 min și o solubilitate în apă la 20°C de 8 mg/l, față de marmură de circa 25 mg/l. Volumul materialului filtrant este de 180—250 kg (greutate specifică 1 200 kgf/m³) pentru un conținut al apei de 10—20 mg/l $CO_2$, agresiv. După filtrare, duritatea temporară crește cu 0,1 grade pentru fiecare 1 mg/l $CO_2$ agresiv legat.

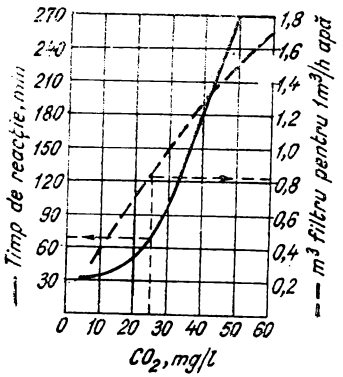



Fig. XXIV.42. Diagramă pentru determinarea cantității de marmură pentru reacție.

De asemenea, marmura poate fi înlocuită cu dolomită în granule ($CaCO_3 + MgCO_3$).

Tratarea cu var (cu doze de 0,635 mg/l CaO, la fiecare 1 mg/l $CO_2$ agresiv) se aplică pentru legarea bioxidului de carbon agresiv la instalații mari, unde este posibilă o dozare exactă a reactivilor.

Filtrele cu pilitură de fier au aplicare la tratarea apei industriale pentru reținerea oxigenului liber din apă. Tot pentru reținerea oxigenului se folosește, în industrie, tratarea apei cu sulfat de sodiu ($Na_2SO_3$) sau bioxid de sulf ($SO_2$).

3.8.3. **Deferizarea și demanganizarea apei.** Eliminarea fierului și manganului din apă se tratează în general prin aceleași instalații, întrucît, în cazuri frecvente, compușii de fier și mangan se găsesc împreună în apă, iar procedeele de eliminare sînt similare.

Apa potabilă, conținînd fier, nu dăunează dezvoltării sau sănătății organismului, dar o serie de inconveniente reclamă totuși tratarea apelor feruginoase. Apa feruginoasă are un gust metalic, este colorată galben opalescent și colorează obiectele sanitare și rufele la spălat, produce depozite de hidroxid feric în conducte sau le obstruiează prin dezvoltarea coloniilor de bacterii feruginoase. Apa industrială cu fier, prezintă inconveniente în procesele de fabricație la industriile hîrtiei, celulozei, vopselelor, berei etc.

Dacă pentru apele surselor naturale se admit toleranțe între 0,1 și 0,3 mg/l Fe (STAS 1342-61 admite 0,1 mg/l, și excepțional 0,3 mg/l Fe), în ceea ce privește conținutul de fier admis în apele tratate, este unanim adoptat principiul deferizării totale din motive de securitate a exploatării instalațiilor de tratare (sînt admise la sfîrșitul ciclului de filtrare maximum 0,03—0,05 mg/l fier).

O importanță deosebită o are studierea comportării în timp a captărilor de apă subterană în ce privește conținutul de fier al apei. Atît timp cît conținutul de fier al apei subterane se menține constant sau în anumite limite de care s-a ținut seamă la dimensionarea instalațiilor de deferizare, tratarea acestor ape nu prezintă dificultăți. Se citează însă cazuri care au avut loc în timpul exploatării, în care conținutul de fier și mangan a crescut de zeci de ori față de cel normal constant în perioade îndelungate de exploatare (cazul apelor subterane din aluviunile Oderului care și-au urcat verti-

ginos, în urma unei inundații, conținutul de fier la 440 mg/l și de mangan la 228 mg/l, fapt care a dus la scoaterea din funcțiune a stației de tratare).

În unele cazuri, fierul și manganul se găsesc în apă sub formă de sulfuri și apele conțin în aceste cazuri hidrogen sulfurat; sulfații de fier și mangan se găsesc numai în apele acide.

Fierul se mai găsește în apă sub formă de săruri organice acide, provenite din descompunerea anaerobă a materiilor organice combinate cu fierul.

Plecînd de la originea și natura fierului în apă, metodele consacrate pentru deferizarea apelor feruginoase se bazează în principal pe aerarea apei în scopul oxidării și descompunerii bicarbonaților sau sulfaților din fier solubili în apă, în compuși insolubili, care se reține apoi prin decantare și filtrare.

Procesul de oxidare se efectuează rapid la un $pH < 7$ și, în acest caz, o simplă aerare este suficientă pentru provocarea unei oxidări complete a compușilor feroși (teoretic o parte de oxigen este suficientă pentru oxidarea a șapte părți de fier) [37].

Ca procedee chimice pentru precipitarea hidratului feros se folosesc: tratarea cu var (în doze de 1 g CaO la 1 g Fe), perclorarea apei, în special la ape acide cu $pH < 5$ (în doze de 1,6 g $Cl_2$ la 1 g Fe), ozonizarea apei, sau tratarea cu permanganat de potasiu îndeosebi pentru flocularea compușilor de mangan care au o stabilitate mai mare decît compușii de fier. Pentru flocularea compușilor de mangan este în general necesar un mediu alcalin, ceea ce reclamă neutralizarea apelor acide.

Filtrele cu cationiți se folosesc la deferizarea și demanganizarea apelor cu conținut redus de fier (2—3 mg/l) și mangan (1 mg/l), dată fiind capacitatea limitată de schimb a maselor cationice. Apa care se tratează trebuie să aibă o duritate temporară suficientă pentru a permite formarea cationitului de calciu (schimbînd cationii Na sau H ai masei cationice), cationit care schimbă în final cationul Ca cu cationul Fe și care se reține în filtru. Regenerarea maselor cationice se face cu soluție de clorură de sodiu (pentru masa cationică de sodiu) și cu acid sulfuric (pentru masa cationică de hidrogen). Capacitatea de regenerare a maselor schimbătoare de ioni fiind numai parțială, este necesară o înlocuire a lor cu material nou, la interval de cîțiva ani.

Un procedeu eficient și de mare randament pentru aerarea apei constă din agitarea mecanică a apei cu rotori cu palete amplasați în bazine speciale. Sistemul poartă denumirea de oxifloculator și a dat rezultate foarte bune.

3.8.4. **Reducerea durității apei.** Dedurizarea apei este un proces specific tratării apei pentru industrii și constituie un capitol important în însăși procesul tehnologic al industriilor respective. Reducerea durității se aplică foarte rar în cazul apei potabile. Procesul de dedurizare este tratat pe larg în manuale de specialitate (Skrob, Pokrovski etc.).

Pentru dedurizarea apei se pot folosi reactivi chimici, filtre cu mase cationice, fierberea apei sau metode combinate [42].

În unele cazuri se folosesc (în loc de a deduriza apa) dezincrustanți, care împiedică formarea crustelor în instalații, transformînd sărurile care se depun în săruri solubile sau în compuși insolubili care produc nămol.

a. *Metode chimice cu reactivi.* Aceste metode se folosesc în cazul în care se cere o reducere a durității apelor de suprafață pînă la 4—5 grade. Se folosesc ca reactivi varul ($Ca(OH)_2$), soda ($Na_2CO_3$), soda caustică (NaOH), varul împreună cu soda.

Toți acești reactivi intră în combinație cu compușii de calciu și magneziu solubili din apă pe care îi precipită sub formă de compuși insolubili.

Procedeul cu var se aplică în cazul apelor cu duritate din bicarbonați de calciu și magneziu.

Doza de var (CaO) necesară rezultă din formula:

$$a = C_1 + 2{,}8\ M + 1{,}27'C_2 + x,$$

în care: $a$ este doza de var (CaO), în g/l;
$C_1$ — conținutul de CaO sub formă de bicarbonați din apă, în mg/l;
$M$ — conținutul în MgO sub formă de bicarbonați din apă, în mg/l;
$C_2$ — conținutul de $CO_2$ liber din apă, în mg/l;
$x$ — doza de var (5—10 mg/l) în exces.

Procedeul cu sodă se aplică cînd duritatea apei provine din sulfați sau cloruri de calciu, precum și din bicarbonați de calciu și magneziu.

Doza de sodă ($Na_2CO_3$) rezultă din formula:

$$b = 18{,}9\ (D_p + y),$$

în care: $b$ este doza de sodă calcinată, în mg/l;
$D_p$ — duritatea permanentă, în grade;
$y$ — doza în exces pentru asigurarea reacțiilor, în grade de duritate (2—3 grade).

Reactivul folosit, ieftin, face metoda avantajoasă, dar apa dedurizată degajă $CO_2$ care o face agresivă și de asemenea apa se îmbogățește în săruri.

Procedeul cu sodă caustică (soluție de 10%) se utilizează pentru reducerea durității temporare și permanente și pentru neutralizarea bioxidului de carbon.

Se lucrează cu un exces de reactiv de circa 10 mg/l.

Bazinul de reacție se dimensionează pentru 1,5 h sau pentru 1 h cînd apa este încălzită.

Reactivul este scump, însă efectul de dedurizare este mai complet ca în cazul varului.

Procedeul cu var și sodă se aplică pentru reducerea durității din sulfați și cloruri de magneziu. Acest procedeu reclamă uneori și coagularea apei pentru sedimentarea suspensiilor fine care rezultă din reacțiile chimice; se pot folosi fie sulfat de aluminiu, fie compuși de fier.

b. *Metoda cu mase cationice.* Aceasta este tot o metodă chimică de tratare, în care, prin trecerea apei printr-un filtru rapid sub presiune, avînd ca material filtrant o masă granulară schimbătoare de ioni, se schimbă cationul Na sau H cu Ca sau Mg din compușii ce dau duritatea apei.

Apa se dedurizează aproape complet și își mărește alcalinitatea în cazul cationiților de sodiu sau aciditatea în cazul cationiților de hidrogen.

Masa schimbătoare de ioni trebuie în timp regenerată cu soluție de NaCl în cazul masei cationice de sodiu și cu soluție de $H_2SO_4$, în cazul masei cationice cu hidrogen.

Se pot aplica trei sisteme de dedurizare a apei prin filtre cu mase cationice.

Sistemul mixt în care filtrul cuprinde un strat superior cu masă cationică de hidrogen și un strat inferior cu masă cationică de sodiu.

Sistemul paralel în care filtrele separate cu cele două categorii de mase cationice primesc, fiecare, o parte din apa de tratat. Apa se amestecă după dedurizare. Sistemul se aplică pentru ape cu duritate permanentă sub 10 grade și cînd duritatea temporară este de cel puțin 50% din duritatea totală.

Sistemul succesiv în care o parte din apă este trecută prin filtru cu masă cationică de hidrogen; amestecată cu restul apei dure, este trecută mai departe prin filtru cu masă cationică de sodiu. Sistemul se aplică pentru ape cu duri-

tate permanentă peste 10 grade și cînd duritatea temporară este sub 50% din duritatea totală.

Dedurizarea prin mase cationice de contact se aplică în cazul apelor fără suspensii (ape subterane sau ape de suprafață tratate prin decantare și filtrare prealabilă, pentru a nu avea suspensii peste 5—10 mg/l. Dedurizarea se poate face pînă la 0,10—0,15 grade.

Dimensionarea instalației de dedurizare se face ținînd seama de capacitatea de schimb a maselor cationice, care se exprimă în t grade/m³ (numărul de metri cubi de apă dură, în care 1 m³ de masă cationică poate reduce duritatea cu 1 grad).

În străinătate se fabrică mase cationice cu capacitate de schimb de 800—1 400 t grad/m³. La noi în țară cărbunele de Căpeni are o capacitate de schimb de aproximativ 500 t grad/m³.

c. *Metoda termică de dedurizare.* Această metodă constă în încălzirea apei peste 100°C, cînd bicarbonații se descompun în carbonați insolubili, care se depun; metoda termică este, în general, scumpă și nu se folosește decît la instalații relativ mici.

În unele cazuri sînt avantajoase metode combinate de dedurizare (tratare cu reactivi și apoi filtrare pe mase cationice) pentru reducerea durității la 0,05—0,15 grade.

3.8.5. **Desalinizarea apei.** Dacă apa potabilă conține cloruri sau sulfați peste 400 mg/l (limita excepțională indicată în STAS 1342-61) sau pentru anumite necesități tehnologice în cazul apelor industriale, este necesară desalinizarea apei.

Procedeele de desalinizare a apei sînt costisitoare și ele se aplică numai în cazul în care nu se poate obține în mod avantajos apă corespunzătoare dintr-o altă sursă.

Distilarea apei și amestecarea apoi în proporție dorită în apă brută se folosește ca metodă de desalinizare în cazul unor cantități mici de apă, necesare.

Filtrarea apei pe mase schimbătoare de ioni realizează desalinizarea apei după următoarea schemă: apa trece întîi pe un filtru cu masă cationică ce fixează sodiul din clorura de sodiu;

$$(Cat)\ H + NaCl \rightarrow (Cat)\ Na + 2\ HCl;$$

sau:

$$(Cat)\ H + Na_2SO_4 \rightarrow 2\ (Cat)\ Na + H_2SO_4,$$

apoi apa trece printr-un filtru cu masă anionică, formată din rășini aminice, care descompun acizii clorhidric sau sulfuric, formați în apă după prima filtrare:

$$(An)\ OH + HCl \rightarrow (An)\ Cl + H_2O;$$

sau:

$$2\ (An)\ OH + H_2SO_4 \rightarrow (An)_2\ SO_4 + 2\ H_2O.$$

Capacitatea de schimb de ioni a rășinilor aminice este de circa 3 000 t grade pentru 1 m³ de material.

Regenerarea cationului se face cu soluție diluată de acid sulfuric, după procedeul utilizat la dedurizarea apelor, iar regenerarea anionitului se face cu soluție de sodă cu concentrația de 2—3%.

În cazul apelor cu reziduu fix peste 2 000 mg/l, capacitatea de schimb de ioni a cationului scade și este necesară recircularea unei părți a apei desalinizate pentru a obține reducerea reziduului fix în apa brută sub 1 500 mg/l.

Demineralizarea apei prin electroliză este un procedeu de reducere parțială a sărurilor din apele avînd o salinitate pînă la 5 g/l. Sărurile se pot reduce pînă la 500 mg/l. În instalație se pierde o dată cu evacuarea sărurilor, circa 20% din debitul apei de tratat [12].

Desalinizarea apei se produce prin concentrarea sărurilor din apă între membrane cu permeabilitate preferențială față de anioni sau cationi, dispuse alternativ într-o cuvă și supuse unei tensiuni de curent continuu. Între trei membrane succesive se obține într-o celulă (cea formată de două membrane de polaritate inversată în raport cu intrarea și ieșirea curentului) apa dulce iar în cealaltă apă cu concentrație de săruri sporită.

Schema unei astfel de instalații (cu funcționare discontinuuă) este cea din fig. XXIV.43.

Apa brută este trimisă cu pompa *8* în celulele *D* prin conducta *1* și este adusă în bașa de recirculare *7* prin conducta *4*, pînă cînd celula *5* de măsurare a rezistivității apei indică o desalinizare corespunzătoare.

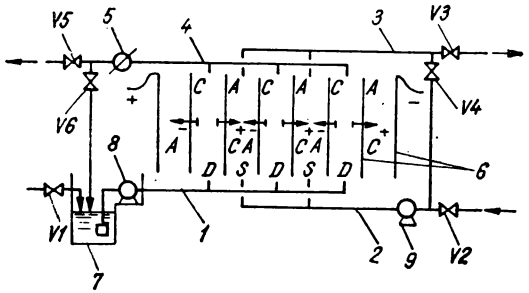



Fig. XXIV.43. Schema unei instalații pentru desalinizarea apei.

În acest moment, apa este scoasă din circuit prin vana *V5*, spre rezervorul de apă desalinizată (vana *V6* se închide automat). Concomitent se deschide vana *V1* ce trimite în circuit apa brută. Sărurile ce se concentrează în celulele *S* se elimină la concentrația dorită prin circuitul *2S3V3*.

Apa pentru spălarea sărurilor concentrate este adusă prin conducta *2* și evacuată după spălarea celulelor prin conducta *3*. Sarea este reținută de membrane permeabile la anioni și cationi dispuse alternativ *6*; saramura este recirculată prin intermediul pompei *9*.

Celulele în care se concentrează sărurile *S*, alternează cu cele cu apă desalinizată *D*.

Cheltuielile de exploatare sînt relativ reduse; se consumă curent continuu circa 1,5 kWh pe metru cub de apă (cu conținut mediu de salinitate) și pe gram de salinitate.

Sistemul se poate adapta la o funcționare continuă prin gruparea în serie, în fiecare unitate urmînd a se face o reducere a salinității pînă la 50%. Prin gruparea mai multor baterii în paralel se poate obține debitul dorit.

3.8.6. **Fluorizarea apei**. Urmele de fluor în apă (1—1,5 mg/l) favorizează protecția emailului dinților și combate carierea lor. Dozele de fluor peste 2 mg/l devin dăunătoare organismului, provocînd o intoxicare cronică ușoară ce se manifestă prin pătarea smaltului dinților (la doze între 2—8 mg/l) și intoxicații cronice grele la doze mari de 20—80 mg/l, administrate timp îndelungat (10—20 ani).

Pentru fluorizarea apei se poate folosi: fluosilicatul de sodiu, acidul fluorhidric sau fluosilicic, fluorura de calciu solubilizată cu soluție de aluminiu. Metodele de dozare

se bazează exclusiv pe procedee automate de iodare şi pe un control foarte riguros al dozării [18].

Eliminarea excesului de fluor din apă se poate realiza prin una din următoarele **metode:**

— îndulcirea apei cu var în prezenţa unui conţinut suficient de magneziu în apă, care la nevoie se poate introduce sub formă de sulfat de magneziu (fluorul este absorbit de hidratul de magneziu);

— tratarea apei cu doze mari (150—300 mg/l) de sulfat de aluminiu, metodă aplicabilă apelor cu $p$H $< 7{,}5$;

— filtrarea apei prin cărbune activ în mediu acid, la ape cu $p$H $< 3$.

Filtrarea apei cu viteze de 8—10 m/h prin filtre sub presiune realizate cu material filtrant din produse poroase (1 m grosime, greutatea volumetrică 0,6) formate din amestecuri de fosfat tricalcic $Ca_3(PO_4)_2\ H_2O$ şi hidroxidapatită $Ca(OH)_2$, $3Ca_3(PO_4)_2$. Capacitatea de adsorbţie a acestui material este de 0,6 g fluor/dm³ de material. Conţinutul de fluor în apa astfel filtrată este de maximum 0,3 mg/l. Filtrul se regenerează prin spălarea cu soluţie 1,5% sodă (17 g sodă la 1 dm³ de material filtrant) şi se spală cu apă (de două ori volumul materialului filtrant), iar excesul de sodă se spală cu soluţie de concentraţie 0,15% acid carbonic (6,5 g $CO_2$/dm³ de material filtrant).

Oportunitatea aplicării fluorizării artificiale a apei este foarte dezbătută în ultimii ani, nefiind încă bine cunoscute alte efecte ale fluorului asupra organismului. S-a dovedit de exemplu [45] că fluorul provoacă îngălbenirea pielei la un procent însemnat din copiii populaţiei alimentată cu apă fluorizată.

3.8.7. **Dezactivarea apei.** Prezenţa elementelor radioactive, în unele ape de adîncime, în apele minerale sau în ape de suprafaţă impurificate de descărcări industriale, peste limitele admisibile fixate de normele sanitare sau de prevederile STAS 1342-61, reclamă o dezactivare a apelor, înainte de folosirea lor.

O problemă constituie detectarea şi dozarea intensităţii radioactivităţii acestor elemente [24]. Elementele radioactive cele mai periculoase sînt cele provenite din contaminarea apei de la diverse deversări de apei industriale. De aceea, aceste deversări şi sistemele de epuraţie pentru dezactivarea acestor ape uzate trebuie sever şi permanent supravegheate.

Metoda de aplicat pentru dezactivarea apei depinde de concentraţia şi stabilitatea substanţelor radioactive, de natura şi solubilitatea acestor substanţe în apă, de $p$H — ul apei etc., iar în prezent se întreprind ample cercetări pentru punerea la punct a unor procedee de dezactivare eficace şi rentabile, aplicabile pe scară industrială.

Unele elemente radioactive se distrug repede prin simplă staţionare în bazine unde radioactivitatea scade datorită timpului de înjumătăţire (de exemplu radioizotopii $32_P$, $132_J$, $64_{Cu}$). Alte elemente reclamă o tratare pentru dezactivare prin coagulare şi filtrare. Rezultate bune s-au obţinut prin tratarea apelor cu fosfaţi, cu pulberi de metal, cu argilă, cu var şi sodă, în procesul de dedurizare a apelor. O altă metodă aplicată este filtrarea apelor pe filtru cu mase schimbătoare de ioni (zeoliţi sau dublu pat de cationiţi şi anioniţi) ce se ard după folosire.

Apele de spălare şi nămolurile active care rezultă la tratarea apei pentru dezactivare se infiltrează în general în sol sau se depun pe paturi de uscare, unde îşi pierd treptat radioactivitatea.

Procedeul de aerare al apei (similar sistemului de nămol activat) reduce în 20 h 96—99% din radioactivitatea apei, iar nămolul îşi pierde în mare măsură radioactivitatea la fermentarea şi uscarea lui.

# 4. CONDUCTE DE ADUCȚIUNE

## 4.1. GENERALITĂȚI

Conductele și lucrările accesorii servesc pentru transportul apei între diferite instalații tehnologice ale alimentărilor cu apă.

Conductele care transportă apa de la sursă la stația de tratare sau la rezervoarele de înmagazinare sînt numite conducte de aducțiune sau aducțiuni.

După presiunea de regim, conductele pot funcționa cu nivel liber, în care caz ele pot fi închise sau deschise și poartă denumirea de canale, sau lucrează sub presiune, funcționînd prin gravitație sau prin pompare, în care caz poartă denumirea de conducte forțate.

Conductele comportă investiții importante în cadrul ansamblului sistemului de alimentare cu apă, putînd ajunge la valori de 70—80% din costul total al lucrărilor, astfel încît alegerea materialului conductei, stabilirea diametrelor economice, a traseelor și mijloacelor de execuție celor mai adecvate, trebuie făcute cu cea mai mare atenție, pe baza unor considerente tehnice și economice fundamentate.

Realizarea unor conducte care să asigure în timp o bună funcționare și o exploatare simplă mai ridică, de asemenea, probleme în legătură cu lucrările auxiliare aferente: traversări de rîuri și căi de comunicație, masive de sprijin și ancoraj, dispozitive de protecție contra suprapresiunilor, cămine de vană, de aerisire și de golire, racorduri. De asemenea, mai ridică probleme referitoare la protecția contra coroziunii sau agresivității agenților exteriori, sau chiar a apei care se transportă, referitoare la supravegherea bunei funcționări și a măsurării debitelor transportate etc.

Pentru proiectarea și execuția aducțiunilor se aplică prevederile STAS 6819-63.

## 4.2. CALCULUL HIDRAULIC AL CONDUCTELOR

4.2.1. **Elemente și formule de calcul.** În dimensionarea hidraulică a conductelor forțate și a canalelor intervin următoarele elemente de bază:

— debitul de apă transportat, $Q$ în $m^3/s$;

— secțiunea de scurgere, $S$ în $m^2$;

— raza hidraulică a secțiunii de scurgere, $R$ în m;

— panta hidraulică de scurgere, $I$;

— coeficientul de rugozitate caracteristic materialului și finisajelor pereților interiori ai conductei $K$ sau $C$.

De asemenea trebuie să se țină seama de:

— temperatura apei care se transportă;

— conținutul de suspensii al apei și natura suspensiilor;

— posibilitatea depunerilor în timp pe pereții conductelor, de săruri, oxizi, bacterii, mușchi, suspensii etc., care obstruează parțial secțiunea de curgere și modifică cu timpul rugozitatea pereților conductei;

— vitezele admisibile ale apei în conducte forțate sau în canale.

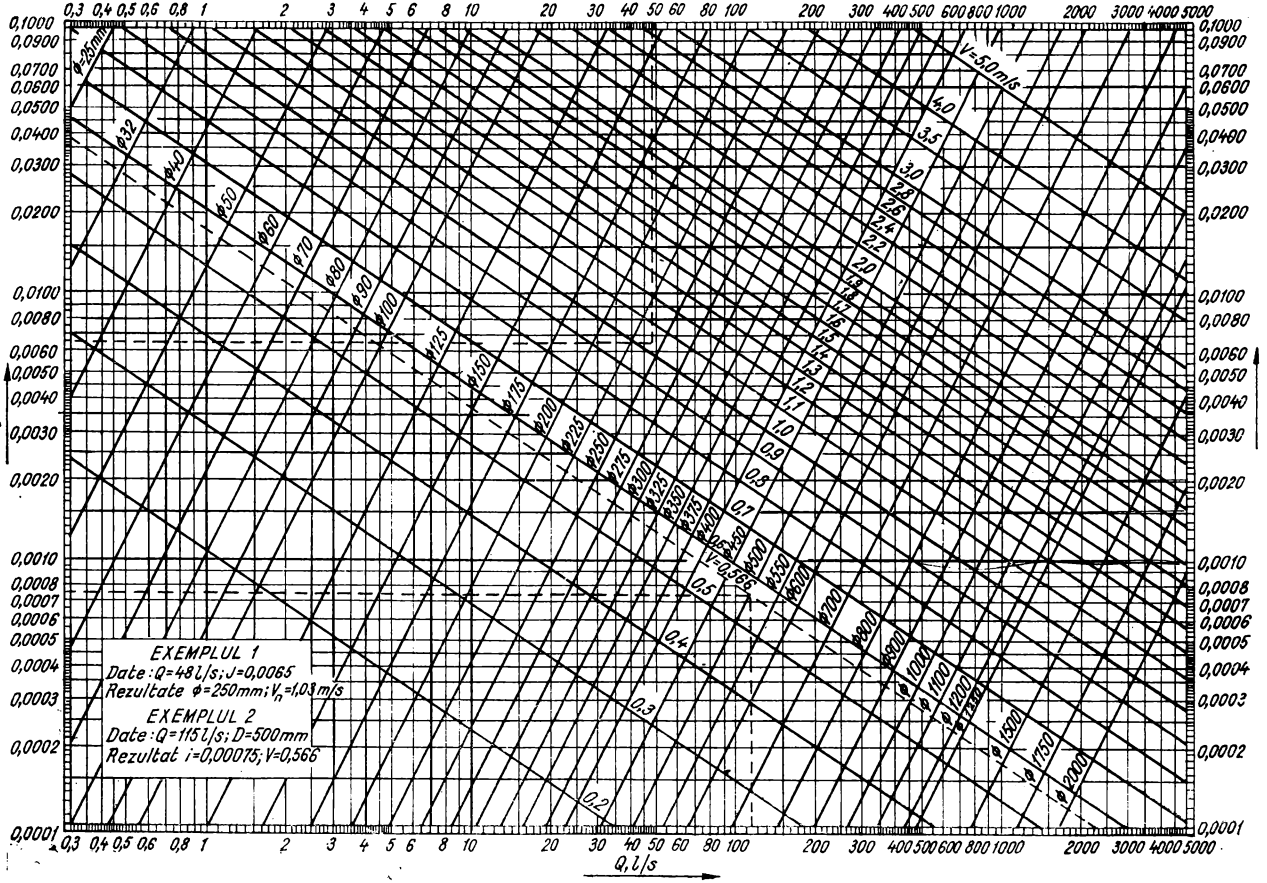



Fig. XXIV.44. Diagramă pentru calculul conductelor forțate din fontă, oțel și beton armat sclivisit.

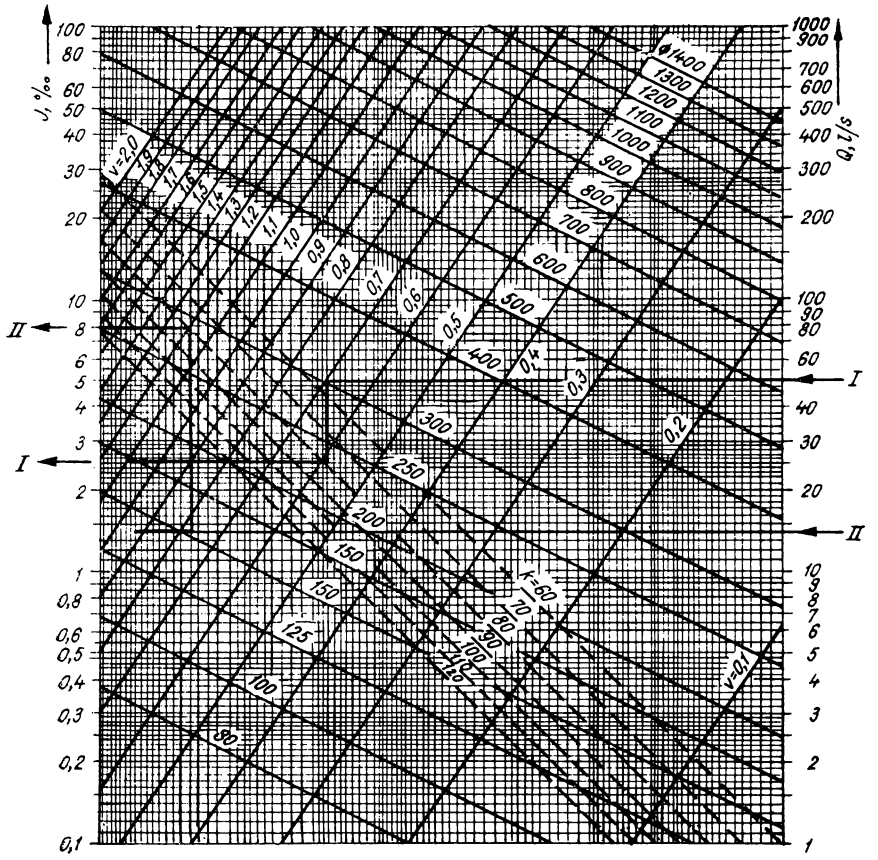



Fig. XXIV.45. Diagramă pentru calculul conductelor forțate avînd $K = 60...83$.

**Coeficientul de debit**

| $D$, mm | 50 | 80 | 100 | 125 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A$, l/s | 0,277 | 0,97 | 1,76 | 3,19 | 5,19 | 11,17 | 20,24 | 32,9 | 49,7 |

În cazul conductelor funcționînd prin pompare, alegerea diametrului economic se face astfel încît să se realizeze pe perioada de exploatare un minim al cheltuielilor de investiție și exploatare.

S-au efectuat numeroase studii, propunîndu-se diverse formule de calcul hidraulic al conductelor, atît pentru determinarea pierderilor de sarcină liniare pe aliniamentele conductelor, cît și a pierderilor de sarcină locale în piesele speciale și în cele intercalate pe conductă (coturi, ramificații, reducții, vane, diafragme, ajutaje etc.).

Calculul hidraulic al conductelor metalice se face cu formula lui Manning conform STAS 4163-61 :

$$Q = 83\ SR^{0.6643}\ I^{0.50}\ .$$

Cu aceeași formulă se pot calcula și conductele de beton sclivisite la interior precum și conductele din tuburi de beton armat precomprimat tip Premo.

Pentru calcule curente se folosește diagrama din fig. XXIV.44.

Valoarea coeficientului de rugozitate $K$ pentru tuburile din azbociment este 90.

Pentru calculul conductelor cu alt coeficient $K$ de rugozitate decît 83 se dă în diagrama din fig. XXIV.45, care dă posibilitatea calculării conductelor care transportă apa brută sau a conductelor de beton simplu (nesclivisit) cu $K = 72$, a conductelor sau canalelor căptușite cu placaje degradate sau a conductelor cu depuneri masive de mușchi sau incrustații de calcar cu $K = 60-70$.

Pentru calculul hidraulic expeditiv, cu rigla de calcul, formula de mai înainte se poate pune sub forma :

$$q = A\sqrt{I},$$

în care : $q$ este debitul, în l/s ;

$I$ — panta hidraulică, în m/km sau în $^0/_{00}$ ;

$A$ — coeficientul de debit, în funcție de diametrul conductei, care se poate tabula (v. tabelul XXIV.15) și atașa chiar la rigla de calcul.

Calculul hidraulic al conductelor de azbociment se face cu formula :

$$Q = 134\ SR^{0,65}\ I^{0,54}.$$

pentru care s-a întocmit diagrama din fig. XXIV.46.

**în funcție de diametru**

*Tabelul XXIV.15*

| 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1 000 | 1 100 | 1 200 | 1 250 | 1 500 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 70,90 | 129 | 209 | 315 | 451 | 616 | 818 | 1 076 | 1 326 | 1 471 | 2 403 |

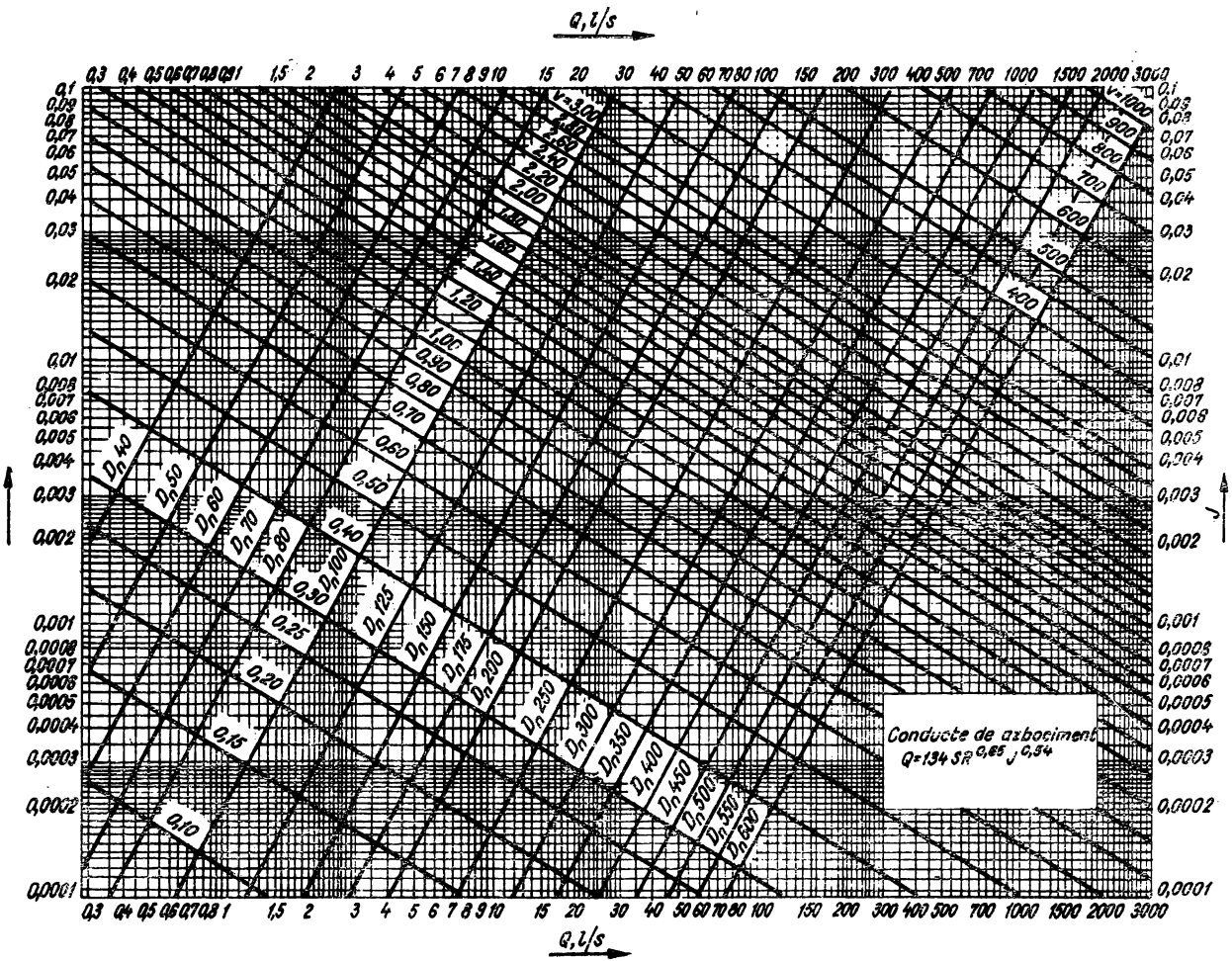



Fig. XXIV.46. Diagramă pentru calculul conductelor forțate din azbociment.

În cazul conductelor forțate, funcționînd prin pompare, viteza este limitată pe considerentul obținerii unei exploatări economice.

Pierderile de sarcină locale, în piesele speciale și cele intercalate pe conductă, sînt de forma:

$$\Delta h = \xi \frac{v^2}{2g},$$

în care: $\Delta h$ este pierderea de presiune locală, în m;
$\xi$ — coeficientul de pierdere de sarcină al piesei sau organului respectiv;
$v$ — viteza apei în conductă, în m/s;
$g$ — 9,81 m/s², accelerația gravitației.

Coeficienții sînt dați în tabelele XXIV.16 și XXIV.17 (fig. XXIV.47).

Pentru aducțiunile prin gravitație, soluția economică de dimensionare corespunde folosirii integrale a diferenței de nivel disponibile $\Delta H$, între nivelurile hidraulice de la capătul amonte și aval al conductei de lungime $L$, astfel încît dimensionarea se face la panta:

$$I = \frac{\Delta H}{L}.$$

*Tabelul XXIV.16a*

**Coeficientul $\xi$ pentru intrarea apei în conducte și ajutaje**

| Felul muchiilor intrării | $\xi$ |
|---|---|
| Foarte ascuțite | 0,50 |
| Rotunjite | 0,25 |
| Intrare în formă de duză, după finisajul pereților | 0,06—0,005 |

*Tabelul XXIV.16b*

**Coeficientul $\xi$ pentru curbe de rază $R$ și unghiuri $\alpha$, la conducte cu diametrul $D$**

| $\alpha$ \ $R/D$ | 1 | 2 | 4 | 6 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|
| 15° | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,03 |
| 22,5° | 0,045 | 0,045 | 0,045 | 0,045 | 0,045 |
| 45° | 0,14 | 0,09 | 0,08 | 0,075 | 0,07 |
| 60° | 0,19 | 0,12 | 0,10 | 0,09 | 0,07 |
| 90° | 0,21 | 0,14 | 0,11 | 0,09 | 0,11 |

*Tabelul XXIV.16c*

**Coeficientul $\xi$ pentru ramificații, în funcție de debitul ramificat $Q_R$ și unghiul ramificației $\alpha$**

| $\alpha$ | $Q/Q_R$ | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 90° | $\xi_1$ | 0,95 | 0,88 | 0,89 | 0,95 | 1,10 | 1,28 |
| | $\xi_2$ | 0,04 | −0,08 | −0,05 | 0,07 | 0,21 | 0,35 |
| 45° | $\xi_1$ | 0,90 | 0,68 | 0,50 | 0,38 | 0,35 | 0,48 |
| | $\xi_2$ | 0,04 | −0,06 | −0,04 | 0,07 | 0,20 | 0,33 |

*Observații.* $\xi_1$ este dat pentru conducta ramificată cu același diametru cu conducta principală.
$\xi_2$ este dată pentru conductă ramificată cu diametrul mai mic și cu racordări în unghiuri ascuțite

*Tabelul XXIV.16 d*

**Coeficientul $\xi$ pentru ramificații în funcție de debitul $Q_I$ ce intră din conducta ramificată în conducta principală și unghiul ramificației $\alpha$**

| $\alpha$ | $Q/Q_I$ | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 90° | $\xi_1$ | −1,20 | −0,40 | 0,08 | 0,47 | 0,72 | 0,91 |
| | $\xi_2$ | 0,04 | 0,17 | 0,30 | 0,41 | 0,51 | 0,60 |
| 45° | $\xi_1$ | −0,92 | −0,38 | 0,00 | 0,22 | 0,37 | 0,37 |
| | $\xi_2$ | 0,04 | 0,17 | 0,19 | 0,09 | −0,17 | −0,54 |

*Observație.* Notațiile sînt la fel ca în tabelul XXIV. 16 c:

*Tabelul XXIV.17*

**Coeficientul ξ pentru diverse armături**

| Armătura | ξ |
|---|---|
| Ventil de trecere: | |
| $D_n$ 100 | 5,0 |
| $D_n$ 500 | 8,0 |
| Ventil oblic: | |
| $D_n$ 100 | 2,0 |
| $D_n$ 500 | 1,0 |
| Ventil cu curent direct | 0,6 |
| Vană | 0,3 |
| Reducții | 0,15—0,20 |
| Sorb cu clapetă | 5—10 |

*Observație:* Pentru sorburi de aspirație și clapete se poate lua direct $\Delta H = 0{,}30$ m.

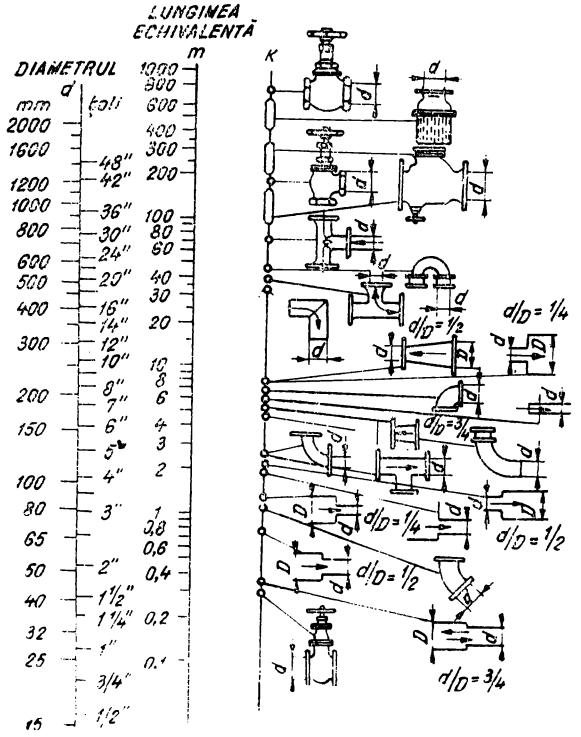



Fig. XXIV.47. Diagramă pentru calculul rapid al pierderilor de sarcini locale. Pentru lărgirea sau îngustarea bruscă se va lua pe scara *d* diametrul cel mai mic.

## 4.3. TRASEUL, PROFILUL ÎN LUNG ȘI SECȚIUNI DE POZARE A CONDUCTELOR

4.3.1. **Studii de teren**. a. *Ridicări topografice.* Traseul aducțiunilor se stabilește, la nivel de studiu tehnico-economic, pe planuri generale la scara 1/25 000 sau 1/10 000 și se detaliază în proiectul de execuție, pe bază de ridicări topografice care cuprind, în principal:

— un plan de situație cu traseul ales al conductei și eventualele variante de studiat la scara 1/5 000 în cazurile curente sau la scara 1/2 000 și mai rar 1/1 000 în cazul unor trasee în terenuri foarte accidentate sau în zone cu multe construcții și instalații subterane. Acest plan, cu curbe de nivel avînd echidistanța de 0,50 m, cuprinde o bandă de 30—60 m lățime, în funcție de importanța traseului aducțiunii și de densitatea detaliilor de pe zona traseului. El cuprinde, pe lîngă punctele caracteristice ale traseului, bornate pe teren, unghiurile în plan ale traseului, forajele și șanțurile de prospecțiune geotehnică;

— un profil în lung al traseului conductei, cuprinzînd punctele caracteristice unde terenul își schimbă panta. Profilul în lung are de obicei scara lungimilor aceeași cu a planului de situație, iar scara înălțimilor de obicei 1/10 din scara lungimilor;

— planuri și profiluri de detaliu la scara 1/500 sau 1/200, în punctele de intersecție ale traseului cu căile de comunicație (șosele, căi ferate) cu rîuri și văi, zone care necesită consolidări etc.

b. *Studii geotehnice și hidrochimice.* Caracteristicile geotehnice ale terenului, de-a lungul traseului conductei, se stabilesc la studiul tehnico-economic pe bază de prospecțiuni geotehnice și de studii de laborator, care au ca scop să precizeze următoarele:

— stabilitatea terenului de-a lungul traseului;

— natura terenului din zona de pozare a aducțiunii;

— caracteristicile geotehnice ale terenului: unghi de frecare, coeziune, greutate volumetrică, umiditate, coeficient de tasare, rezistență admisibilă;

— înclinarea admisibilă a taluzului la tranșee fără sprijiniri, categoria terenului din punctul de vedere al execuției săpăturii (mediu tare sau foarte tare);

— nivelul apelor subterane;

— permeabilitatea terenului și aprecierea debitului epuismentelor pentru perioada de execuție;

— agresivitatea față de betoane și construcții metalice a apei subterane sau a pămîntului;

— adîncimea minimă de fundare, adîncimea de îngheț;

— măsuri speciale pentru stabilizarea terenului în zonele susceptibile de alunecări;

— măsuri speciale pentru fundarea pe terenuri de consistență redusă, în terenuri tasabile, în terenuri contractile și în terenuri macroporice.

4.3.2. **Criterii de alegere a traseului.** La alegerea traseului și profilului în lung al conductelor trebuie avute în vedere următoarele:

— traseul aducțiunii să fie astfel ales încît linia piezometrică de pe profilul în lung să nu coboare, în nici-un punct, sub cota superioară a conductei;

— la aducțiunile cu nivel liber, trebuie ales un traseu care să realizeze un profil al conductei paralel cu linia piezometrică; în punctele de sifonare sau unde linia piezometrică depășește cota superioară a canalului se introduc conducte de presiune;

— traseul aducțiunii să fie cît mai scurt, ușor accesibil, evitînd terenurile accidentate, alunecătoare, mlăștinoase, inundabile și zonele construite dens;

— trebuie evitate, de asemenea, pe cît este posibil, zonele cu ape subterane cu nivelul apropiat de nivelul terenului și zonele în care terenul sau apa subterană prezintă agresivitate față de materialul conductei;

— să evite traseele de-a lungul versanților, preferîndu-se coborîrile și urcările pe linia de cea mai mare pantă a acestora;

— să evite traversările de drumuri, căi ferate, rîuri, văi etc. care necesită lucrări de artă costisitoare;

— traseul să se adapteze la teren, astfel încît pe de o parte în profilul în lung al aducțiunii să se realizeze un număr cît mai mic de puncte înalte și puncte joase, care necesită cămine speciale de ventil respectiv de golire și, pe de altă parte, să se obțină un cubaj minim de terasamente, prin evitarea unor săpături adînci;

— în profil longitudinal, aducțiunea trebuie să aibă asigurată o acoperire minimă de pămînt egală cu adîncimea maximă de îngheț, din zona respectivă. De asemenea, trebuie respectată condiția de adîncime minimă de fundare, impusă, eventual, de studiul geotehnic;

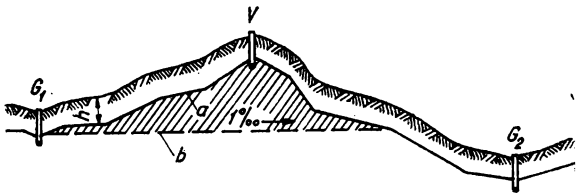



Fig. XXIV.48. Trasarea corectă a unui profil în lung pentru conductele de aducțiune.

— în profilul în lung, conducta de aducțiune se prevede cu pante minime de $1^0/_{00}$, evitîndu-se porțiunile de palier care îngreuiază evacuarea aerului spre căminele de ventil.

Trasarea corectă a unui profil în lung pentru conductele de aducțiune implică următoarele operații: se fixează în punctele joase adîncimile minime de îngropare a conductei (pe considerentele de adîncime maximă de îngheț sau cotă impusă de fundare). Din aceste puncte conducta urmărește profilul terenului atîta timp cît nu se crează puncte înalte, sau pante sub $1^0/_{00}$. În cazul apariției unui punct înalt (fig. XXIV.48) se compară alternativa *a* a introducerii în acest punct a unui cămin de ventil, cu alternativa *b* a eliminării punctului înalt prin adîncirea săpăturii între cele două puncte joase adiacente. Adîncirea minimă a săpăturii se obține plecînd din unul din cele două puncte joase ale conductei cu o pantă de $1^0/_{00}$ spre celălalt punct, pînă cînd profilul conductei în alternativa *b* îl întîlnește pe acela trasat în alternativa *a*.

Se compară costul suplimentar al săpăturii din alternativa *b* cu costul căminelor *V* și $G_1$ care se elimină, alegîndu-se la costuri egale sau apropiate soluția *b* cu mai puține cămine de golire și de ventil.

În fig. XXIV.49 se dă un model de profil în lung al unei conducte de aducțiune.

4.3.3. **Secțiuni tip de pozare a conductelor** Adîncimea de îngropare a conductei rezultă din profilul în lung după cum s-a arătat mai înainte. Lățimea șanțului este în funcție de materialul conductei, de diametrul acesteia, de tehnologia de lansare, asamblare și montaj a conductei, de felul sprijinirilor. Forma secțiunii transversale a tranșeei

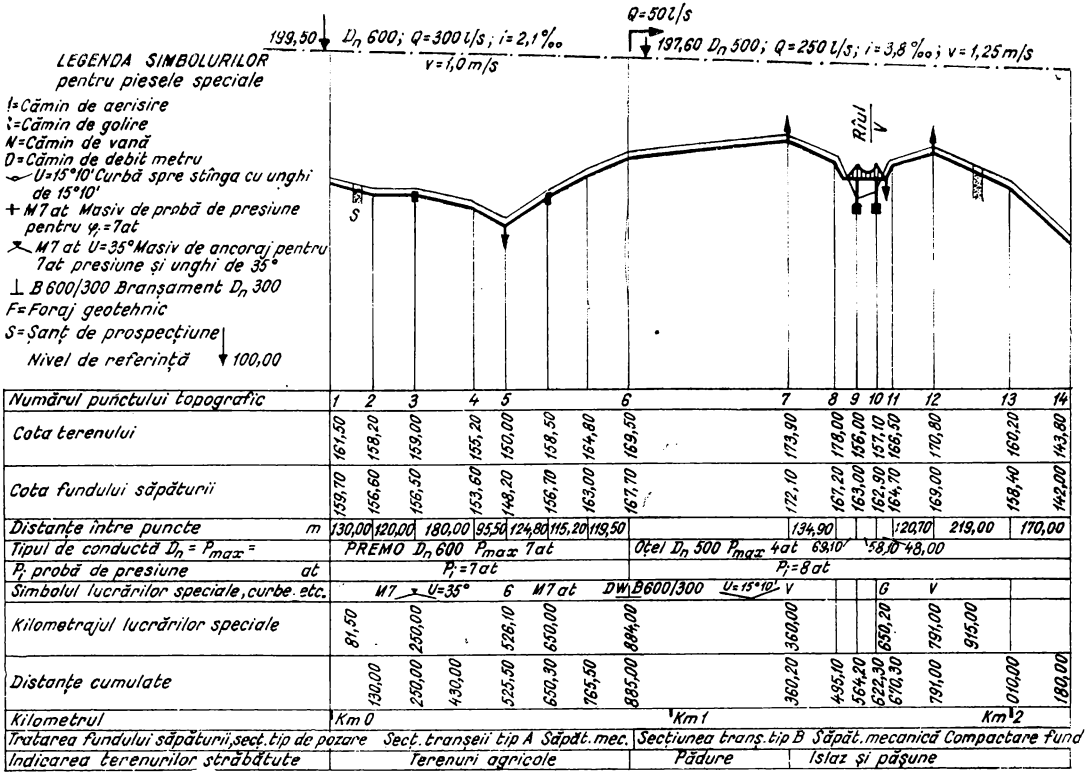



Fig. XXIV.49. Model de profil în lung al unei conducte de aducțiune.

este în funcţie de natura terenului, de taluzurile posibile fără sprijiniri, de felul utilajului de săpat, de existenţa şi nivelul apelor subterane.

În fig. XXIV.50 sînt date secţiunile uzuale de pozare a conductelor. Lăţimea tranşeii conductei se stabileşte în funcţie de adîncimea săpăturii, de diametrul şi materialul conductei, conform tabelei XXIV.18.

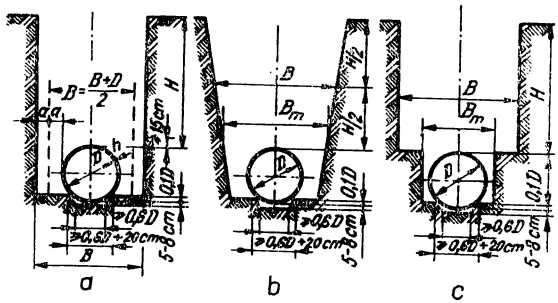



Fig. XXIV.50. Secţiuni uzuale de pozare a conductelor.

## 4.4. TIPURI DE CONDUCTE

Conductele se pot clasifica după diametrul nominal $D_n$, după presiunile nominale $P_n$, după materialul conductei, după modul de execuţie (în tuburi prefabricate sau conducte turnate pe loc), după amplasare (îngropate) şi după modul de îmbinare.

Diametrele nominale ale conductelor care se pot folosi în alimentări cu apă, conform STAS 2099-65, sînt:

$D_n$ [mm] 50, 65, 80, 100, 125, 150 (175), 200 (225), 250, (275), 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1 000, 1 200, 1 400, 1 600, 1 800, 2 000 (cu recomandarea de a se evita diametrele indicate în paranteză).

$D_n$ indică în general diametrul secţiunii de trecere.

După materialul din care sînt confecţionate dispunem de: conducte de fontă; conducte de oţel; conducte de azbociment; conducte de beton armat; conducte de materiale plastice; conducte de alte materiale (sticlă, aluminiu, lemn, bazalt etc.).

Desfăşurarea operaţiilor de instalare a unei conducte este următoarea: trasarea pe teren, aprovizionarea materialelor şi utilajelor, asigurarea forţei de lucru calificate necesare lucrării, executarea săpăturilor, izolarea eventuală a conductei, lansarea, asamblarea şi etanşarea tuburilor sau turnarea lor pe loc, proba de presiune, executarea umpluturilor, dezinfectarea conductelor (în cazul alimentărilor cu apă potabilă), marcajul pe teren a lucrării executate.

Pentru realizarea tipurilor de conducte enumerate, o serie de operaţii şi reguli generale de executare sînt comune. Astfel, trasarea pe teren în vederea executării lucrării, executarea săpăturilor şi umpluturilor, probele de presiune, dezinfectarea conductelor pentru apa potabilă, recepţia lucrărilor, marcajul traseului executat, regulile generale de protecţia muncii şi o serie de reguli generale de exploatare se aplică tipurilor de conducte.

*Tabelul XXIV.18*

**Lățimea tranșeelor dreptunghiulare pentru pozarea conductelor, în m**

| Adîncimea $H$, m | Diametrul conductelor, mm | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100–200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1 000 | 1 100 | 1 200 | 1 300 | 1 400 | 1500 | 2000 |
| 1 | 0,90 | 1,00 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,00 | 2,10 | 2.20 | 2,30 | 2,80 |
| 2 | 1,00 | 1,10 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,00 | 2,10 | 2,20 | 2,30 | 2,40 | 2,90 |
| 3 | 1,10 | 1,20 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,00 | 2,10 | 2,20 | 2,30 | 2,40 | 2,50 | 3,00 |
| 4 | 1,20 | 1,30 | 1,50 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,00 | 2,10 | 2,20 | 2,30 | 2,40 | 2,50 | 2,60 | 3,10 |
| 5 | 1,30 | 1,40 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,00 | 2,10 | 2,20 | 2,30 | 2,40 | 2,50 | 2,60 | 2,70 | 3,20 |
| 6 | 1,40 | 1,50 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,00 | 2,10 | 2,20 | 2,30 | 2,40 | 2,50 | 2,60 | 2,70 | 2,80 | 3,30 |

*Observații.* 1) Lățimile din tabel se aplică pentru conducte de beton armat, conducte de oțel cu $D_n \geqslant 800$ mm și conducte de azbociment cu $D_n \geqslant 300$.

2) Lățimile din tabel se reduc după cum urmează :

– pentru conducte de fontă, oțel cu mufe, mase plastice, bazalt și beton simplu, cu 30 cm;

– pentru conducte de azbociment cu $D_n \leqslant 300$ mm, cu 20 cm.

3) Lățimile se înțeleg la fața interioară a sprijinirilor.

Pentru fiecare tip de conducte apar o serie de elemente specifice privind : domeniul de utilizare, diametrele nominale, şi presiunile caracteristice, operaţiile de manipulare şi lansare, îmbinare şi etanşare, măsuri speciale de protecţie anticorozivă, avariile şi pierderile de apă admisibile, indicii de cost.

# 5. REŢELE DE DISTRIBUŢIE

## 5.1. GENERALITĂŢI

Reţeaua de distribuţie a apei, într-un centru populat sau într-o industrie, reprezintă totalitatea conductelor şi lucrărilor accesorii care servesc pentru transportul apei, de la construcţiile principale de înmagazinare sau de creare a presiunii de serviciu, pînă la branşamentele consumatorilor.

Reţeaua de distribuţie se dimensionează astfel încît să asigure presiunile de serviciu în punctele cele mai îndepărtate şi cele mai înalte, cît şi presiunea necesară funcţionării hidranţilor de incendiu.

Presiunile de serviciu se stabilesc conform STAS 1478-58. Presiunea necesară la hidranţii de incendiu se determină conform NPCI [29], (tabelul XXIV.19).

*Tabelul XXIV. 19*

| Numărul de niveluri ale construcţiei | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|
| Presiunea minimă de serviciu, în m $H_2O$ | 8 | 12 | 16 | 20 |

Presiunea maximă în reţea nu trebuie să depăşească 60 m $H_2O$.

În cazul în care relieful terenului nu permite limitarea presiunii maxime de 60 m $H_2O$, se subîmparte reţeaua în zona de presiune.

Se prevede subîmpărţirea reţelei în zone de presiune şi atunci cînd aceasta este indicat din considerente economice.

Ca regulă generală, fiecare zonă se alimentează din rezervoare separate.

## 5.2. DISPOZIŢIA REŢELELOR DE DISTRIBUŢIE

5.2.1. **Scheme funcţionale.** După forma în plan, se deosebesc două sisteme de reţea : reţea ramificată (fig. XXIV.51) şi reţea inelară (fig. XXIV.52).

După poziţia pe care o ocupă rezervorul (castelul) de apă, în raport cu punctul de alimentare dinspre sursă a reţelelor, acestea se împart în :

— reţele cu rezervor (castel de apă) la intrarea în reţea (rezervor de trecere), (fig. XXIV.53), în care înălţimea de pompare a staţiei de la captare (treapta *I*) s-a notat cu $H'_p$, înălţimea de pompare a staţiei treapta *II* cu $H_p$, înălţimea castelului de apă

cu $H_c$, presiunea disponibilă în rețeaua de distribuție s-a notat cu $H_l$, $h_b$, $h_o$ și $\Sigma h$ reprezintă pierderile de sarcină hidraulică, iar $z_p$, $z_c$ și $z$ sînt cotele de teren la stația de pompare treapta *II*, la castel și la rețeaua de distribuție;

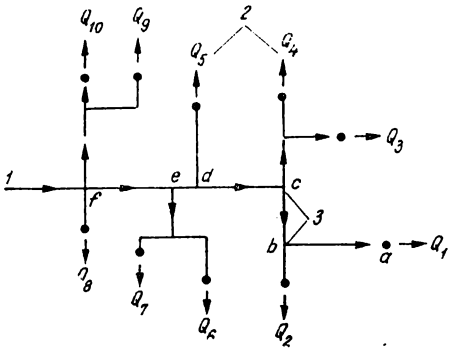



Fig. XXIV.51. Rețea ramificată pentru distribuția apei:
*1* – de la stația de pompare; *2* – debite de consum; *3* – ramificații.

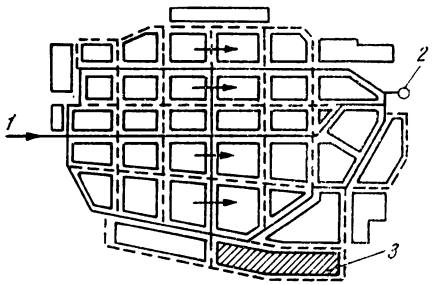



Fig. XXIV.52. Rețea inelară pentru distribuția apei:
*1* – de la stația de pompare; *2* – castel; *3* – întreprindere industrială.

– rețele cu rezervor în partea opusă intrării apei în rețea (cu contrarezervor), (fig. XXIV.54); înălțimea de pompare la debitul maxim de tranzit (consum minim în rețeaua de distribuție), s-a notat cu $H_{pI}$, înălțimea de pompare la debitul maxim orar cu $H_p$, înălțimea castelului cu $H_c$, presiunea necesară în rețea cu $H_z$, pierderile de sarcină cu $h_c$, iar cotele teren cu $z$;

– rețele cu rezervor în poziție intermediară (fig. XXIV.55). Notațiile sînt identice cu cele din fig. XXIV.54.

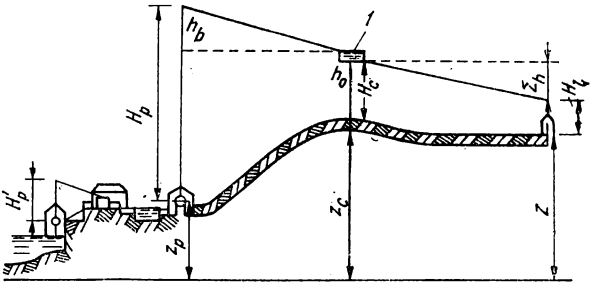



Fig. XXIV.53. Rețea de distribuție a apei cu rezervor (castel pentru apa de trecere) la intrarea în rețea.

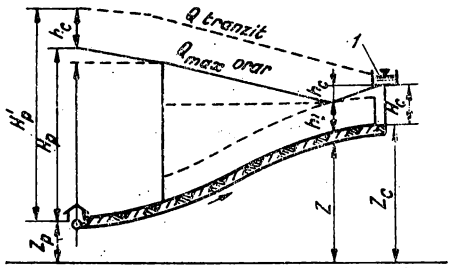



Fig. XXIV.54. Rețea de distribuție cu rezervor în partea opusă intrării apei în rețea (cu contrarezervor *1*).

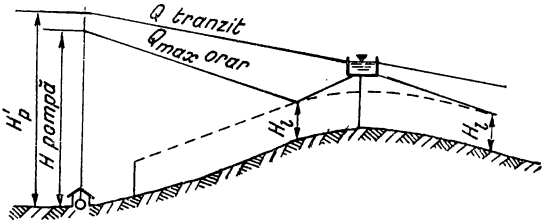



Fig. XXIV.55. Rețea de distribuție a apei cu rezervor intermediar.

În raport cu modul în care este realizată alimentarea zonelor de presiune se disting :

— rețele cu zonele de presiune dispuse *în serie* (fig. XXIV.56) ; în care înălțimile de pompare s-a notat cu $H_{pI}$, $H_{pII}$ și $H_I$, cu $H_z$ s-a notat presiunea de regim necesară în rețeaua de distribuție, $h$ reprezintă pierderile de sarcină hidraulică, iar $z_p$, $z_d$, $z_I$ și $z_{II}$ cotele de teren în punctele caracteristice ;

— rețelele cu zonele de presiune dispuse *în paralel* (fig. XXIV.57).

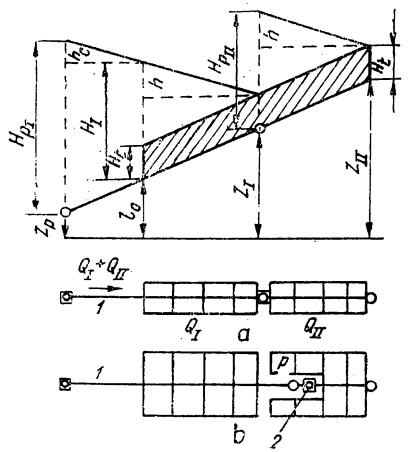



Fig. XXIV.56. Rețea de distribuție a apei cu zonele de presiune dispuse *în serie* :

*a* — cu stație de pompare ; *b* — cu două stații de pompare ; *1* — stație de pompare *I* ; *2* — stație de pompare *II*.

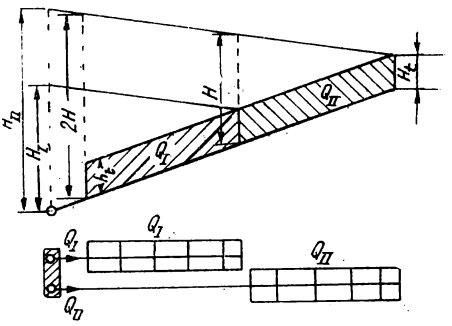



Fig. XXIV.57. Rețea de distribuție a apei cu zonele de presiune dispuse *în paralel* :

*1* — stația de pompare *I* ; *2* — stația de pompare *II*.

Conductele rețelei de distribuție urmăresc în plan străzile și în general toate căile de acces public, conform schiței sau planului de sistematizare.

Rețeaua de distribuție se compune din conducte principale (artere) și din conducte de serviciu.

Amplasarea conductelor principale se face ținînd seama de următorii factori : sistematizarea teritoriului și amplasamentul consumatorilor principali ; relieful terenului ; poziția obstacolelor naturale și artificiale (rîuri, canale, căi ferate etc.) ; distanța între două conducte să fie cuprinsă între 300—600 m.

La conductele principale cu $D_n \geqslant 250$ mm nu se admit în general branșamente mici.

Diametrul conductelor de serviciu este între $D_n$ 80 și $D_n$ 200 mm. Pe conductele de serviciu se execută branșamentele consumatorilor.

Stabilirea diametrului conductelor de serviciu se face pe baza debitelor de incendiu care urmează a fi transportate.

Conductele de serviciu se îngroapă sub adîncimea de îngheț indicată de STAS 6054-64 pentru localitatea respectivă.

Conductele principale se îngroapă la o adîncime cu 30 cm mai mare decît conductele de serviciu.

Distanța între legăturile conductelor de serviciu la conductele principale se ia de 150—200 m.

Conductele rețelei se așează la o distanță de cel puțin 3 m față de linia clădirilor și față de canale.

Pe străzi cu lățimi mai mari de 25 m, se obișnuiește să se prevadă cîte o conductă de serviciu lîngă fiecare trotuar, pentru a evita traversarea străzii cu fiecare branșament.

În cazul în care conductele de apă se intersectează cu canale de apă uzată, sau cînd distanța față de astfel de canale este mai mică de 3 m, conductele se așează mai sus.

Nu se admite trecerea conductelor de apă potabilă prin cămine de vizitare ale canalizării, prin canale de evacuare a apelor murdare, prin haznale, puțuri absorbante etc.

Pe rețele se prevăd următoarele armături: vane de linie, vane de ramificație, vane de golire; hidranți, apometre de district, apometre pe conducte principale, ventile de aer și cișmele publice.

Vanele de linie se așează acolo unde distanța între două ramificații este mai mare de 600 m. Vanele de ramificație se amplasează în așa fel încît să se poată izola, în caz de avarie, porțiuni de maximum 300 m.

Vanele de golire se amplasează pe conductele principale în punctele joase.

Hidranții de incendiu se așează pe conductele de serviciu, în special la intersecțiile străzilor și de-a lungul acestora, la distanțe de maximum 100 m, pe cît posibil în apropierea punctelor de legătură la conductele principale.

Cișmelele publice se branșează la conductele de serviciu, distanța între ele fiind de circa 300 m.

Pentru măsurarea cantităților de apă consumată pe districte (20—25 ha), se montează apometre de district; apometrele se montează în cămine vizitabile.

Pentru alimentarea cu apă a unui centru populat se prevede, de obicei, o singură rețea de distribuție. Prevederea unei rețele separate pentru apă nepotabilă (industrială, de stropit spații verzi etc.) se admite numai pe baza unor calcule tehnico-economice speciale.

Legături permanente sau ocazionale între rețeaua de apă potabilă și alte rețele sînt interzise din motive sanitare.

## 5.3. DIMENSIONAREA REȚELELOR DE DISTRIBUȚIE

Stabilirea consumurilor de apă pe diferitele tronsoane ale conductelor rețelei de distribuție se face plecînd de la: debitele maxime orare pe zone de densități (exclusiv consumurile concentrate); suprafețele zonelor de densitate sau lungimea conductelor în zonele de densitate; suprafețele parțiale alimentate de diferitele tronsoane sau lungimile tronsoanelor respective.

Se calculează cu datele de mai înainte consumurile specifice în l/s ha sau l/s m.

Prin înmulțirea consumurilor specifice cu suprafețele parțiale alimentate de diferite tronsoane sau cu lungimile acestora se obține debitul maxim orar consumat pe tronsonul respectiv pe rețea. Aceste consumuri se consideră uniform distribuite.

Pe schema de calcul a rețelei de distribuție se înscriu: lungimile tronsoanelor, consumurile uniform distribuite pe acestea și consumurile concentrate. Pentru simplificare, se admite că debitul de calcul al unui tronson este:

$$Q_c = Q_{tr} + 0{,}5\ Q_d,$$

unde $Q_{tr}$ este debitul de tranzit, iar $Q_d$ — consumul distribuit.

Deci consumurile distribuite de-a lungul tronsoanelor se concentrează în noduri, consumul în fiecare nod fiind egal cu semisuma consumurilor distribuite pe tronsoanele adiacente.

În fig. XXIV.58 sînt reprezentate schemele de calcul ale unei rețele de distribuție inelară.

Stabilirea debitelor de calcul se face prin însumarea tuturor consumurilor, pornind de la extremitățile rețelei ținînd seamă de următoarele:

— apa trebuie să ajungă la consumatorii îndepărtați și la marii consumatori pe drumul cel mai scurt;

— încărcarea conductelor principale să fie aproximativ egală;

— la noduri $\Sigma q = 0$ (algebric).

Debitele injectate se înscriu în fig. XXIV.59, *a*, împreună cu pierderile de presiune, valoarea debitelor de corecție, sensul de circulație al apei; în fig. XXIV.58, *b*, în care s-au notat debitele de calcul (prima cifră), diametrul (a doua cifră) și valoarea rezistențelor specifice (cifra de jos); în fig. XXIV.58, *c* s-a redat schema debitelor de corecție.

*Diametrele economice* ale tronsoanelor de conductă se calculează prin următoarele metode:

a) Metoda cea mai simplă dar mai puțin corectă, a vitezelor medii economice rezultă din practică:

— pentru conducte cu diametrul mic 0,60—0,80 m/s;

— pentru conducte cu diametrul mare 0,80—1,20 m/s.

În STAS 4163-61 se recomandă ca vitezele maxime pe conducte să nu depășească valorile:

1,40 m/s pentru conducte principale;

1,00 m/s pentru conducte de serviciu;

3,00 m/s pentru consumul din timpul incendiului în oricare din conducte.

b) Metoda de calcul tehnico-economic simplificat în care se consideră rețeaua ca ramificată și tronsoanele independente.

S-au stabilit de către N. N. Abramov [1] debitele, vitezele și pantele economice limită (tabelul XXIV.20) pentru valoarea produsului coeficienților de neuniformitate orară, zilnică și anuală $\gamma = 0{,}5$, procentul anual de amortizare, reparații capitale și curente și producția socialistă lărgită $\beta = 10$, randamentul mediu al stației de pompare $\eta = 0{,}7$, parametrul de cost al conductei $b = 0{,}8$ și prețul de cost al energiei $C = 0{,}28$ lei bani/kWh. În fig. XXIV.59 se arată diagrama diametrului economic, în care $D$ este diametrul construcției, $E$ — factorul economic al conducte și $Q$ debitul ce urmează a fi transportat pe conductă.

c) În cadrul metodei de calcul tehnico-economic simplificat se consideră rețeaua ca ramificată și tronsoanele legate între ele (conductă de refulare din tronsoane cu debite diferite). Diametrele economice se calculează cu formula:

$$D_i = E^p \left(\frac{Q}{Q_i}\right)^p Q_i^{3p},$$

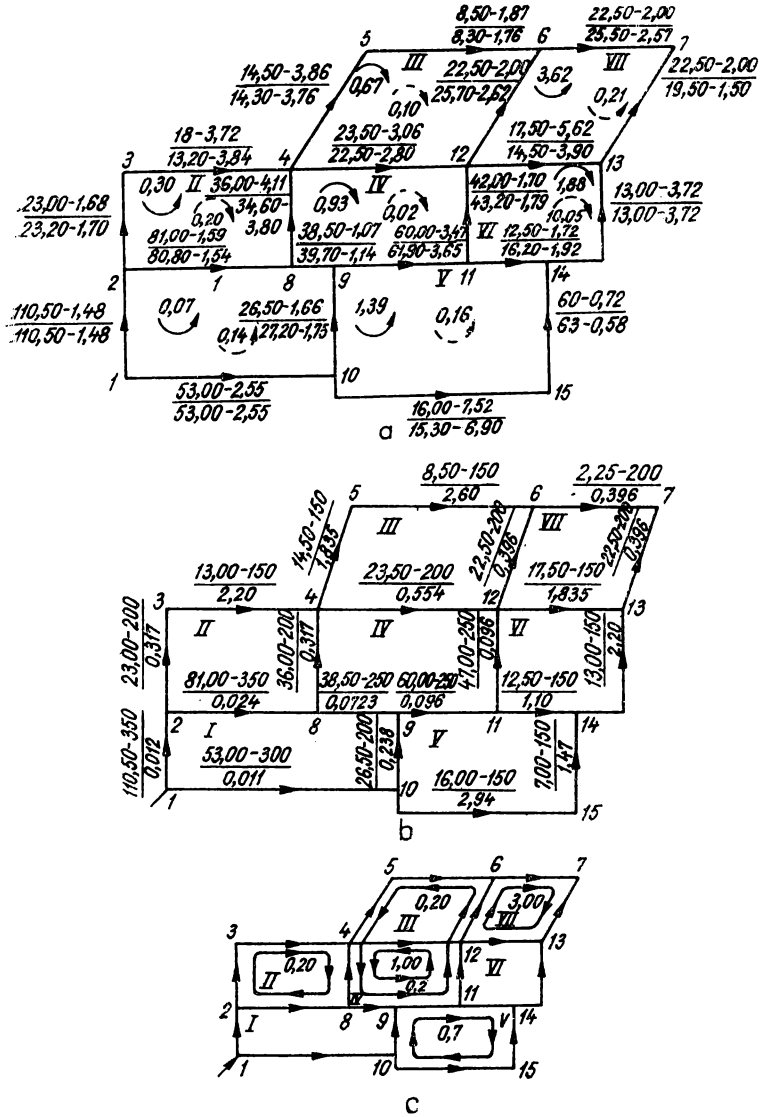



Fig. XXIV.58. Schemele de calcul ale unei rețele de distribuție inelară.

în care $Q$ este debitul total al conductei, în $m^3/s$, $Q_i$ este debitul de calcul al conductei, $E$ — factorul economic al conductei și $p$ — presiunea în conductă.

Diametrele economice în această ipoteză de calcul pot fi stabilite de asemenea cu diagrama din fig. XXIV.60 cu condiția ca factorul economic $E$ să fie înmulțit cu raportul: $\frac{Q}{Q_i}$.

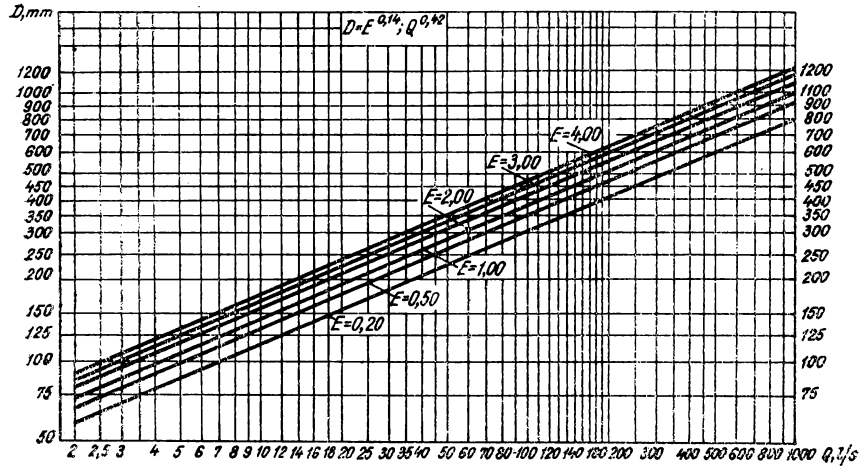



Fig. XXIV.59. Diagrama diametrului economic.

d) *Metoda de calcul tehnico-economic exact.* Se consideră rețeaua inelară. Diametrele economice rezultă din formula:

$$D_i = L^{\frac{1}{p}} X_i^p \left(\frac{Q}{Q_i}\right)^p Q_i^{\,3p},$$

unde $X_i$ este un coeficient care caracterizează rolul tronsonului dat în funcționarea rețelei. Calculul coeficienților $X_i$ se poate face prin metoda Moșnin [35].

Stabilirea diametrelor economice prin această metodă este foarte laborioasă.

Ipotezele de calcul ale rețelelor de distribuție sînt următoarele:

— consumul maxim orar în rețea și funcționarea hidranților interiori pentru toate incendiile teoretice simultane:

$$Q_{orar.\ calcul} = Q_{orar.\ max} + Q_{ii};$$

— consumul minim orar în rețea și tranzit maxim spre contrarezervoare.

Rețeaua calculată se verifică la:

*Tabelul XXIV.20*

**Debitele, vitezele şi pantele economice limită pentru conducte cu $D_n$ 100 ... 1200**

| Diametrul interior al conductei mm | Debitul economic l/s | | Viteza economică m/s | | Panta hidraulică economică m/100 m | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Min. | Max. | Min. | Max. | Min. | Max. |
| 100 | — | 5,4 | — | 0,71 | — | 0,970 |
| 125 | 5,4 | 9,0 | 0,45 | 0,73 | 0,294 | 0,788 |
| 150 | 9,0 | 15,0 | 0,51 | 0,85 | 0,298 | 0,827 |
| 200 | 15,0 | 28,5 | 0,48 | 0,91 | 0,177 | 0,642 |
| 250 | 28,5 | 45,0 | 0,58 | 0,92 | 0,192 | 0,486 |
| 300 | 45,0 | 68,0 | 0,64 | 0,96 | 0,184 | 0,416 |
| 350 | 68,0 | 96,0 | 0,71 | 1,00 | 0,187 | 0,372 |
| 400 | 96,0 | 130,0 | 0,76 | 1,04 | 0,181 | 0,332 |
| 450 | 130,0 | 168,0 | 0,82 | 1,06 | 0,177 | 0,296 |
| 500 | 168,0 | 237,0 | 0,86 | 1,21 | 0,169 | 0,333 |
| 600 | 237,0 | 355,0 | 0,84 | 1,26 | 0,126 | 0,287 |
| 700 | 355,0 | 490,0 | 0,93 | 1,27 | 0,126 | 0,238 |
| 800 | 490,0 | 685,0 | 0,98 | 1,36 | 0,117 | 0,225 |
| 900 | 685,0 | 882,0 | 1,07 | 1,38 | 0,120 | 0,201 |
| 1 000 | 882,0 | 1 120,0 | 1,12 | 1,48 | 0,115 | 0,186 |
| 1 100 | 1 120,0 | 1 390,0 | 1,18 | 1,46 | 0,110 | 0,122 |
| 1 200 | 1 390,0 | — | 1,23 | — | 0,108 | — |

— consumul maxim orar în reţea şi funcţionarea hidranţilor exteriori pentru toate incendiile teoretice simultane;

$$Q_{orar.\ verif} = Q_{orar.\ max} + Q_{ie};$$

— consumul maxim orar în reţea şi funcţionarea hidranţilor interiori pentru un incendiu şi a hidranţilor exteriori pentru celelalte incendii simultane:

$$Q_{orar.\ verif} = Q_{orar.\ max} + Q'_{ii} + Q'_{ie},$$

în care: $Q_{ii}$ este debitul hidranţilor interiori pentru toate incendiile teoretice simultane;

$Q_{ie}$ — debitul hidranţilor exteriori pentru toate incendiile teoretice simultane;

$Q'_{ii}$ — debitul hidranţilor interiori pentru un incendiu;

$Q'_{ie}$ — debitul hidranţilor exteriori pentru celelalte incendii simultane.

*Calculul hidraulic* al reţelelor de distribuţie constă în stabilirea pierderilor de sarcină pe tronsoane şi a presiunilor disponibile în nodurile reţelei, precum şi în punctele situate la limitele reţelei.

Principalele metode de calcul sînt:

— metoda secţionării reţelei, în care reţeaua inelară se transformă ipotetic într-o reţea ramificată. Calculul se face prin încercări. Modelul tabelei de calcul este dat în tabelul XXIV.21;

*Tabelul XXIV.21*

## Calculul rețelelor în sistem ramificat

| Sectorul | Debite, l/s | | $l$ | $v$ | $D_n$ | $I$ | Pierderi de sarcină $h = l\,I$ $mH_2O$ (4) × (7) | Cota | | Presiunea disponibilă $mH_2O$ | Verificarea la $Q + Q_{inc}$, l/s | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $Q_i$ / $Q_f$ | $Q$ | | | | | | Piezometrică | Terenului | | $Q + Q_{inc}$ | $v$ | $I$ | Pierderi de sarcină $h = l\,I$ $mH_2O$ (4) × (14) | Cota piezometrică | Presiunea disponibilă (16) − (10) | Observații |
| | | | m | m/s | mm | | | m | m | (9) × (10) | | m/s | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | |

*Observații.* $Q_i$ = Debitul inițial (la capătul amonte).
$Q_f$ = Debitul final (la capătul aval).
$Q'$ = Debitul mediu pe porțiune la ora de consum maxim.
$Q_{inc}$ = Debitul pentru incendiu.

— metoda aproximațiilor succesive; în baza repartiției inițiale a debitelor de calcul se verifică pierderile de sarcină pe inele. Condiția repartiției corecte este:

$$\Sigma h_r = 0.$$

În cazul în care $\Sigma h_r \neq 0$ se calculează debitele de corecție pe inele cu formula:

$$\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \Sigma SQ} \quad l/s$$

în care: $\Delta h$ este diferența algebrică a pierderilor de sarcină pe inel;

$s$ — rezistența hidraulică a tronsonului ( din formula $s = \frac{hr}{Q^2}$ );

$Q$ — debitul pe tronson.

Calculul se face tabelar conform modelului din tabelul XXIV.22.

Numărul corecțiilor debitului se limitează la condiția ca suma algebrică a pierderilor de sarcină din fiecare inel să fie mai mica de 0,50 $mH_2O$.

Calculul presiunilor minime disponibile se face în felul următor:

— la rețelele cu rezervor de trecere se începe cu nodul situat la distanța cea mai mare față de rezervor și la altitudinea cea mai mare, însumînd algebric, la cota piezometrică de serviciu din acel nod, pierderile de sarcină pe tronsoane pînă la rezervor. În felul acesta se fixează cota rezervorului și se obțin cotele piezometrice în celelalte noduri. Prin scăderea cotelor terenului din cotele piezometrice se obțin presiunile disponibile;

— la rețelele cu contrarezervoare se începe cu nodul situat la limita zonei alimentate de rezervor la consum maxim orar și avînd altitudinea cea mai mare. Se însumează algebric la cota piezometrică de serviciu din acel nod, pierderile de sarcină pe tronsoane (la consum maxim orar) pînă la rezervor și apoi pînă la punctul de injecție a apei în rețea. În felul acesta se obține cota rezervorului, presiunea piezometrică minimă la punctul de intrare a apei în rețea și presiunile piezometrice în celelalte noduri.

Pentru stabilirea presiunii piezometrice maxime la punctul de intrarea apei în rețea se însumează algebric pierderile de sarcină la consum minim orar (tranzit maxim) de la rezervor pînă la intrarea în rețea.

Prin scăderea cotelor terenului din cotele piezometrice se obțin presiunile disponibile.

La rețelele cu rezervor în poziție intermediară se procedează în mod analog.

În cazul în care într-un nod rezultă o presiune disponibilă mai mică decît presiunea de serviciu minimă se măresc cotele piezometrice (și deci și cotele rezervorului) cu diferența respectivă.

## 5.4. EXPLOATAREA REȚELELOR DE DISTRIBUȚIE

Principalele operații care intervin în exploatarea unei rețele de distribuție sînt:

— dezinfectarea conductelor înainte de darea în exploatare, operație care constă în spălarea cu un curent de apă curată timp de 2—3 h și apoi dezinfectarea cu soluție de clor (20—30 mg/l) timp de 24 h;

— dezinfectarea conductelor în timpul exploatării după lichidarea avariilor și ori de cîte ori se cere de organele sanitare;

*Tabelul XXIV.22*

## Calculul rețelelor în sistem inelar

| Nr. inel | Nr. sector | $l$ m | $D_n$ mm | $S_0$ | $S = s_0 l$ | Valori inițiale | | | Corecția 1 | | | | | Corecția 2 | | | | | Obs. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | $Q$ l/s | $SQ$ | $h = SQ^2$ | $\Delta Q_j$ l/s | $\Delta Q_k$ l/s | $Q$ l/s | $SQ$ | $h = SQ^2$ | $\Delta Q_j$ l/s | $\Delta Q_k$ l/s | $Q$ | $SQ$ | $h = SQ^2$ | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | Total | | $\Delta h$ | Total | | | | $\Delta h$ | Total | | | | $\Delta h$ | |
| | | | | | | $\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \sum SQ}$ | | | $\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \sum SQ}$ | | | | | $\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \sum SQ}$ | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | Total | | $\Delta h$ | Total | | | | $\Delta h$ | Total | | | | $\Delta h$ | |
| | | | | | | $\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \sum SQ}$ | | | $\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \sum SQ}$ | | | | | $Q = \frac{\Delta h}{2 \sum QS}$ | | | | | |

Observații. $S_0$ = Rezistența hidraulică specifică a conductei.
$\Delta Q_j$ = Debitul de corecție la inelul din stînga sectorului considerat.
$\Delta Q_i$ = Debitul de corecție la inelul din dreapta sectorului considerat.
$\Delta h$ = Suma algebrică a produselor $SQ^2$.

— supravegherea funcționării și a stării rețelei, operație care se face prin controlul periodic al conductelor și armăturilor și prin urmărirea pierderilor de apă;
— depistarea și lichidarea pierderilor de apă;
— executarea branșamentelor noi la clădiri.

# 6. STAȚII DE POMPARE

În sistemele de alimentare cu apă uneori este necesar să se ridice apa de la un nivel dat la un nivel superior necesar, prin stații de pompare.

## 6.1. TIPURI DE STAȚII DE POMPARE

După poziția lor în schema generală de alimentare cu apă, stațiile de pompare se împart în: stații de pompare treapta *I*, stații de pompare treapta *II*, stații de repompare, stații de pompare de recirculare, stații de pompare de incendiu.

Stațiile de pompare treapta *I* iau apa de la sursă și o trimit în instalațiile de tratare sau direct la consumatori, dacă apa nu necesită tratare.

Stațiile de pompare treapta *II* servesc de obicei la pomparea apei tratate la consumatori.

Stațiile de repompare servesc la mărirea presiunii apei fie în conductele de aducțiune, fie în anumite zone ale rețelei de distribuție.

Stațiile de pompare de recirculare sînt folosite în industrie la pomparea apei de răcire în turnurile de răcire și apoi din nou în instalații.

Stațiile de pompare de incendiu servesc la pomparea apei pentru stingerea incendiilor. De obicei pompele de incendiu se amplasează în aceeași clădire cu pompele de alimentare.

## 6.2. AMPLASAREA POMPELOR ȘI A INSTALAȚIILOR HIDRAULICE

6.2.1. **Amplasarea pompelor.** Pentru a simplifica lucrările de reparații precum și de exploatare este de obicei avantajos să se prevădă pompe de același tip.

Schemele principale de amplasare a agregatelor sînt [43]: pe un singur rînd, cu axele paralele între ele și perpendiculare față de axa clădirii; pe un singur rînd cu axele coliniare paralele cu axa clădirii; pe două rînduri cu axele paralele între ele și perpendiculare pe axa clădirii; pe două rînduri decalate, cu axele paralele cu axa clădirii; pe un rînd cu axele paralele și înclinate față de axa clădirii (în diagonală); pe două rînduri cu axele paralele și înclinate față de axa clădirii.

6.2.2. **Alegerea pompelor.** Alegerea pompelor se face după caracteristicile acestora ținînd seama și de caracteristica conductelor de refulare.

Este necesar să se țină seama de: graficul variației consumului; capacitatea rezervoarelor de compensare și influența funcționării pompelor asupra acesteia; numărul și mărimea agregatelor de rezervă; dimensiunile stației în diferite variante de echipament.

La alegerea tipului de pompă trebuie să se țină seama de: randament; forma curbei $H - Q$ și turația admisă.

Numărul agregatelor de rezervă și mărimea acestora se alege în funcție de exigențele privind continuitatea alimentării cu apă.

La alimentarea cu apă a localităților se prevede de obicei un agregat de rezervă la stații de pompare cu pînă la 3 agregate în funcțiune și 2 agregate de rezervă la mai mult de 3 agregate în funcțiune.

6.2.3. **Conducte de aspirație.** Conductele de aspirație trebuie să fie cît mai scurte și dacă este posibil independente pentru fiecare pompă. Aceste conducte se montează cu pantă continuă (minimum $i = 0{,}005$) spre pompă pentru antrenarea aerului degajat.

Viteza în conductele de aspirație se recomandă să se ia astfel: la conducte cu diametrul pînă la 250 mm, 0,80—1,00 m/s și la conducte cu diametrul de 250 mm și mai mare, 1,00—1,20 m/s.

În cazuri excepționale, cînd conductele sînt scurte și înălțimea de aspirație este mică, se admite sporirea vitezei pînă la 1,50 m/s.

Viteza minimă în cazul în care apa conține suspensii, se ia de 0,60 m/s, pentru a nu se produce depuneri.

Pentru a preveni formarea fenomenului de *vortex* în camerele de aspirație, însoțit de absorbție de aer și de deranjarea funcționării pompelor, este necesar să se asigure anumite dimensiuni acestei camere, precum și o anumită acoperire de apă peste marginea orificiului de intrare.

Forma optimă a camerelor de aspirație cu un singur sorb, recomandată, se poate vedea din fig. XXIV.61, unde *a*, *b*, *c* și *d*, reprezintă secțiuni orizontale prin 4 tipuri de camere; $D$ este diametrul sorbului conductei de aspirație.

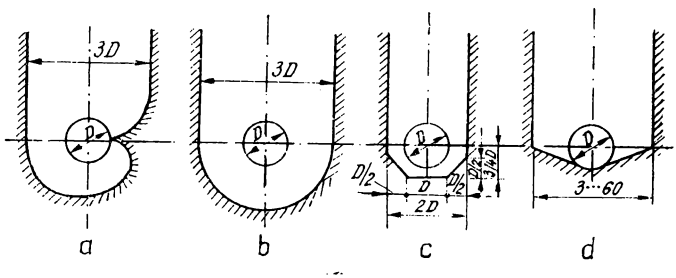



Fig. XXIV.60. Forma optimă a camerelor de aspirație cu un singur sorb.

Pentru camerele de aspirație cu mai multe sorburi verticale se recomandă amplasarea conform fig. XXIV.61, *a*. Deoarece însă acest mod de amplasare conduce la o lățime mare a canalului de aducție, se recomandă ca forma camerei și condițiile de

acces să fie cele din fig. XXIV.61, *b*. De asemenea se recomandă așezarea sorburilor ca în fig. XXIV.61, *c*.

În cazul în care nu se poate evita așezarea sorburilor ca în fig. XXIV.61, *d*, atunci trebuie respectate dimensiunile și viteza de acces, indicate în figură.

Pentru ameliorarea condițiilor de aspirație în raport cu apariția *vortexului* se recomandă : grătare plutitoare în camera sorburilor și plăci orizontale sudate de aspirator deasupra gurii de aspirație, conform fig. XXIV.62.

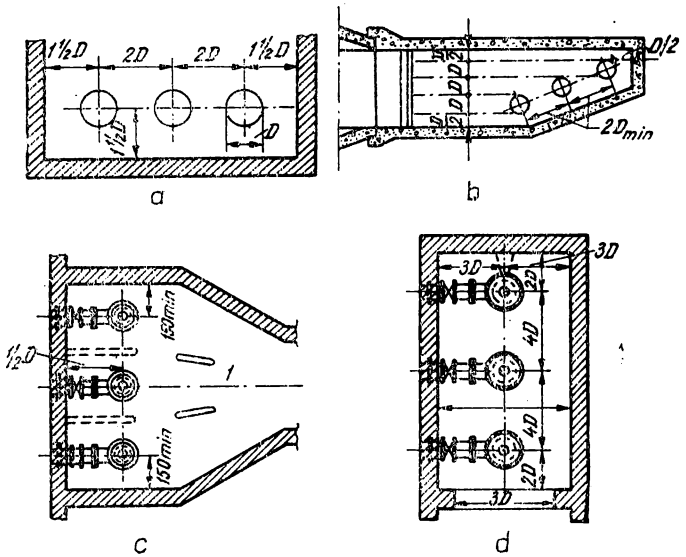



Fig. XXIV.61. Forma camerelor de aspirație cu mai multe sorburi verticale :

*1* — viteza de acces 0,60—1,00 m/s la niveluri mici.

Cazul sorburilor orizontale este mai puțin studiat. În general acoperirile de apă recomandate pentru sorburile verticale se consideră suficiente și pentru sorburile orizontale (în raport cu marginea superioară).

6.2.4. **Conducte de refulare** Conductele de refulare se proiectează cu diametre mai mici decît cele de aspirație. Viteza recomandabilă pentru conductele de refulare din interiorul stațiilor de pompare este :

— la conducte cu diametrul pînă la 250 mm, viteza trebuie să fie de maximum 1,50 m/s ;

— la conducte cu diametrul de 250 mm și mai mare, viteza apei trebuie să fie de maximum 1,80 m/s.

Se preferă ca diametrul conductelor din stația de pompare să corespundă cu diametrul economic.

6.2.5. **Lovitura de berbec și prevenirea acesteia.** În instalațiile de pompare poate să apară fenomenul de lovitură de berbec (prin variația vitezei apei în conducte), datorită fie unei manevre de vană sau de armătură, fie opririi bruște a pompelor în urma unei avarii în sistemul de alimentare cu energie a motorului de antrenare.

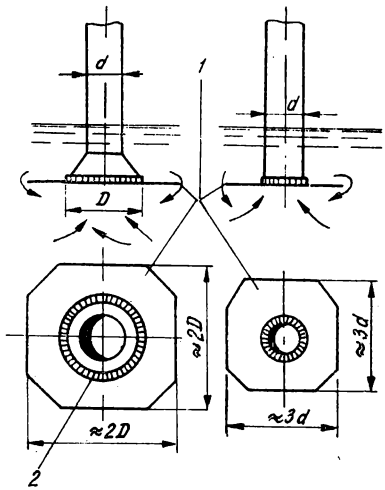



Fig. XXIV.62. Plăci orizontale sudate de aspirator pentru ameliorarea condițiilor de aspirație.

În primul caz fenomenul se poate evita prin impunerea unor restricții de manevrare. În cel de-al doilea caz măsurile de prevenire sau de limitare au un caracter mai complex.

Efectele loviturii de berbec se manifestă prin apariția vacuumului în conductă în faza *I* a fenomenului, urmată de suprapresiuni în faza *II*. Dispozitivele utilizate servesc la limitarea depresiunii în faza *I*, ceea ce conduce și la limitarea suprapresiunii din faza *II*, precum și la limitarea simultană atît a depresiunii cît și a suprapresiunii.

Se utilizează următoarele dispozitive pentru limitarea depresiunilor: inerția maselor în mișcare de rotație (volant); rezervor de apă (eventual chiar bazinul de aspirație), (fig. XXIV.63); rezervor de apă sub presiune (fig. XXIV.64, *a*) sau cu rezervor de apă cu nivel liber (fig. XXIV.64, *b*); supape de vacuum.

Pentru limitarea simultană a depresiunilor și a suprapresiunilor se utilizează: castelul de apă; cazanul de aer; supapa de vacuum cu închidere lentă.

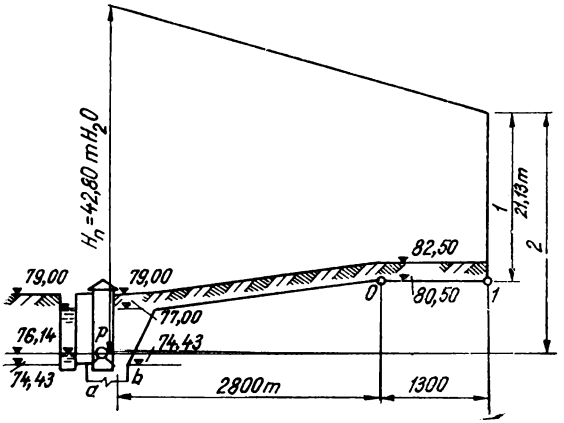



Fig. XXIV.63. Rezervor de apă pentru limitarea depresiunilor :

*1* — presiunea de injecție : 21, 13 m$H_2O$ ; *2* — presiunea geodezică : 27,20 m $H_2O$.

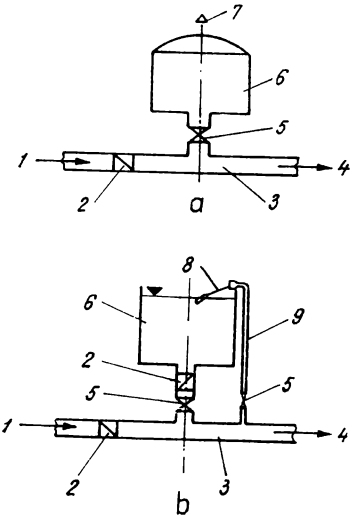



Fig. XXIV.64. Rezervoare de apă pentru limitarea depresiunilor :

*a* — rezervor sub presiune ; *b* — rezervor cu nivel liber ; *1* — de la stația de pompare ; *2* — clapetă de sens invers ; *3* — conductă de refulare ; *4* — spre rezervorul de refulare ; *5* — vană ; *6* — rezervor de apă ; *7* — supapă ; *8* — robinet cu ventil acționat prin plutitor ; *9* — conducta de încărcare a rezervorului.

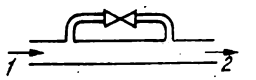



Fig. XXIV.65. Scurgere inversă pentru limitarea suprapresiunilor :

*1* — de la pompă ; *2* — către bazinul de refulare.

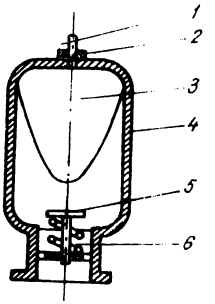



Fig. XXIV.66. Butelie de oțel cu cameră de cauciuc pentrn aer comprimat :

*1* — valvă cu ventil ; *2* — piuliță de fixare ; *3* — cameră de cauciuc ; *4* — butelie de oțel ; *5* — supapă pentru împiedicarea ieșirii din butelie a camerii de cauciuc sub presiune ; *6* — resort supapă.

Pentru limitarea suprapresiunilor se utilizează: scurgerea inversă, direct prin clapeta găurită sau prin ocolirea clapetei (fig. XXIV.65); vanele cilindrice (jonnson) cu închidere lentă; butelia din oțel cu cameră de aer comprimat din cauciuc (fig. XXIV.66); supapă de siguranță (fig. XXIV.67); clapetele găurite pe traseul conductei.

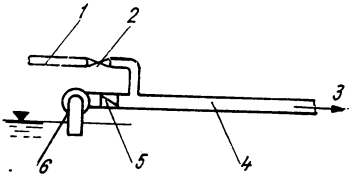



Fig. XXIV.67. Supapă de siguranță:
*1* — descărcător; *2* — vană specială; *3* — spre bazinul de refulare; *4* — conductă de refulare; *5* — clapetă de sens invers; *6* — pompă.

## 6.4. UTILAJUL DE POMPARE

Prin utilaj de pompare se înțeleg pompele și motoarele de antrenare.

În cele ce urmează se dau cîteva indicații cu privire la utilajele folosite în sistemele de alimentare cu apă.

a. *Pompe rotative cu palete.* Diferitele tipuri de pompe cu palete, funcție de turația specifică sînt arătate în fig. XXIV.69.

b. *Pompe volumice.* Acestea sînt utilizate la debite mici și presiuni mari și în instalații unde debitul trebuie să rămînă independent de presiune.

c. *Pompe cu aer comprimat* (Pompele Mamuth). Pentru ridicarea apei din puțuri adînci se folosesc uneori pompe cu aer comprimat. Acest mod de pompare este folosit în cazul în care apa antrenează nisip, cînd conține gaze sau cînd temperatura apei este ridicată.

Aceste pompe funcționează după principiul diferenței de densitate între apa amestecată cu aer și apa obișnuită.

Randamentul acestor pompe este foarte redus, circa 15—22%, de aceea se utilizează numai în cazuri speciale și cu precădere la instalații provizorii.

d. *Ejectoare.* Acestea sînt folosite în combinație cu pompele centrifuge atunci cînd înălțimea de aspirație depășește 7 m.

e. *Berbeci hidraulici.* Aceste instalații de pompare se folosesc la ridicarea unor cantități mici de apă, atunci cînd debitul disponibil depășește cu mult debitul necesar și există căderea disponibilă.

f. *Instalații de vacuum.* În cazul debitelor importante, cît și în cazul conductelor lungi de aspirație, este necesar ca pe conducta de aspirație, înaintea pompelor să fie prevăzută o instalație de vacuum, care să elimine aerul care se degajă din apă pe conducta de aspirație. Instalația de vacuum (cazan și pompă de vacuum) mai are rolul de a amorsa pompele.

Vacuumul se creează în cazan cu ajutorul unei pompe de vacuum legată la punctul cel mai înalt al cazanului prin intercalarea unui ventil de aer cu sens unic sau printr-o conductă în serpentină, care să depășească o înălțime de 10 m, deasupra nivelului maxim al sursei de la care se aspiră apa, astfel încît pompa de vacuum să nu aspire și apa.

Pompele de vacuum funcționează intermitent, automatizîndu-se funcție de un anumit nivel sau depresiune din cazanul de vacuum. În general, nivelul minim al apei din cazanul de vacuum trebuie să depășească cu circa 30—50 cm partea superioară a pompei de refulare.

Dimensionarea cazanului și a pompei de vacuum se face considerînd că la 1 l/s apă pompată se degajă circa 3—4 l/min·aer. Între două declanșări ale pompei de vacuum trebuie să existe un timp de repaus de minimum 10 min.

La pompele de vacuum se prevăd agregate de rezervă.

g. *Instalații de hidrofor.* Pentru pomparea automatizată, direct în rețea, fără intermediul unui castel de apă, cînd consumul este variabil se utilizează instalațiile de hidrofoare.

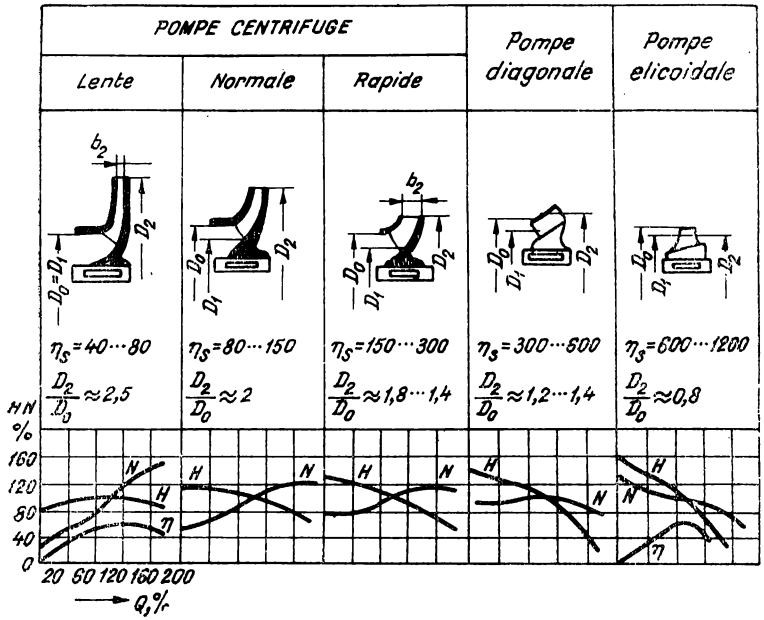



Fig. XXIV.68. Diferite tipuri de pompe cu palete.

Acestea se preferă în cazul unităților mici și de asemenea cînd sînt necesare presiuni mari, deoarece castelul de înălțime mare pune probleme deosebite din punct de vedere constructiv.

În instalația de hidrofor între pompe și consumator se interpune un cazan de presiune.

Funcție de presiunea creată în cazan se pornesc și se opresc pompele, astfel încît în orice moment există o presiune minimă necesară în întreaga instalație.

În perioadele în care pompele sînt în repaus, presiunea și debitul sînt asigurate din cazanul hidroforului.

Stabilitatea presiunii este asigurată printr-o pernă de aer la partea superioară a cazanului, formată prin pompare cu un mic compresor.

Dimensionarea hidroforului se face astfel încît să nu existe mai mult de 6 porniri pe oră ale pompelor.

Se prevăd minimum două agregate de pompare din care unul este de rezervă. Cu cît se prevăd mai multe pompe, cu atît volumul cazanului este mai mic. Astfel după cum s-a arătat mai înainte, pompele pornesc automat cînd în cazan este o presiune minimă și se opresc în momentul cînd se atinge o presiune maximă admisibilă. De obicei ecartul între presiunea minimă și maximă este de 1,5—2,5 at. Diferențele mari sînt mai economice rezultînd cazane mai mici. Se preferă ca pompele să fie folosite în domeniul în care randamentul lor este mai mare de 50%.

Pentru dimensionarea instalației se alege tipul de pompă care să corespundă cel mai bine necesităților. Se urmărește să se respecte condiția funcționării în porțiunea unui randament mai mare de 50%.

Se determină debitele maxime și minime cît și presiunile maxime și minime de funcționare ale hidroforului pe baza diagramei caracteristice a pompei (fig. XXIV.69).

În diagramă $Q$ reprezintă debitul; $H$ — presiunea manometrică; $e$ — curba caracteristică a pompei; $\eta$ — randamentul pompei; $Q_0$ — debitul minim de funcționare al hidroforului; $Q_p$ — debitul maxim al pompei în funcționarea instalației; $Q_1$ — debitul mediu zilnic; $Q_2$ — debitul maxim orar necesar; $H_0$ — presiunea maximă în instalația de hidrofor și $H_p$ — presiunea minimă în instalația de hidrofor.

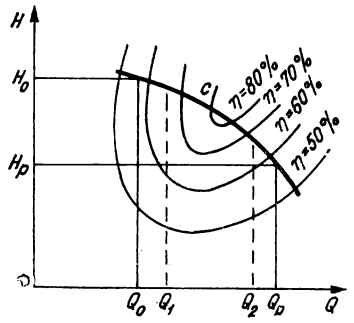



Fig. XXIV.69. Diagrama caracteristică a unei pompe.

Debitul minim al pompei trebuie să fie mai mic decît debitul mediu consumat, iar debitul maxim al pompei trebuie să depășească valoarea debitului maxim orar. În cazul în care nu se obțin datele respective pentru un agregat de pompare, se aleg două sau trei agregate, după nevoie.

Dimensionarea cazanului se face cu formula:

$$V = 0{,}6\ TA\ \frac{P_0}{P_0 - P_p},$$

în care: $V$ este volumul total al cazanului, în m³;

$T = \frac{1}{p}$ în care $p$ este numărul de porniri ale pompei pe oră;

$P_0$ — presiunea maximă de funcționare a cazanului în atmosfere absolute. Corespunde la presiunea la care se oprește pomparea în cazan;

$P_p$ — presiunea minimă de funcționare a cazanului în atmosfere;

$A$ — debitul mai mic decît $Q_0$ pentru care există numărul maxim de porniri în regim intermitent:

$$A = \frac{Q_p + Q_0}{4};$$

$Q_p$ — debitul maxim al pompei corespunzător presiunii minime admisibile din instalația de hidrofor;

$Q_0$ — debitul minim al pompei corespunzător presiunii maxime admisibile din instalație.

Volumul util al cazanului de hidrofor se determină din relația:

$$V_u = T \frac{Q_p + Q_0}{8} \text{ [m}^3\text{]}.$$

După determinarea lui $V$ și $V_0$ se verifică intervalul între două porniri consecutive ale pompelor cu relația:

$$T = 2\frac{V_u}{A}.$$

În cazul în care $A$ va rezulta mai mare decît $Q_0$ în relația de mai înainte se ia $A = Q_0$, iar pentru cazul în care rezultă mai mic se ia cum a rezultat din calcul.

În afara volumului util al cazanului ocupat succesiv de apa și ae-, i de volumul minim de aer din cazan (perna de aer) se prevede un volum suplimentar al cazanului de circa 20% din suma acestora pentru ca aerul să nu coboare pînă la nivelul minim al conductei de refulare.

De obicei nu se permite să se aspire cu pompele direct din rețeaua de distribuție a unei localități. De aceea, înaintea pompelor se prevede un rezervor tampon în care apa nu este sub presiune.

# 7. ÎNMAGAZINAREA APEI

## 7.1. GENERALITĂȚI

Construcțiile folosite pentru înmagazinarea apei se numesc rezervoare. Scopul caestora este: realizarea unui volum de compensare a variațiilor de consum pe zi (24 h), păstrarea rezervei intangibile de incendiu, înmagazinarea rezervei de apă necesară pentru acoperirea consumului în caz de avarie a conductei de aducțiune.

Rezervoarele pot îndeplini și alte funcții ca: înmagazinarea cantității de apă utilizată pentru satisfacerea necesităților proprii ale stațiilor de îmbunătățire a calității apei, asigurarea unei rezerve de apă pentru aspirația pompelor înaintea stațiilor de pompare, ruperea presiunii pe traseul aducțiunilor, asigurarea timpului de contact între apă și clor la stațiile de clorizare.

Rezervoarele sînt caracterizate prin capacitatea de înmagazinare, forma construcției, cota fundului și preaplinului rezervorului.

Forma și numărul rezervoarelor se stabilesc astfel încît să se obțină soluția cea mai economică.

Fixarea cotei fundului rezervorului este condiționată de obținerea distribuției apei la presiunea de serviciu necesară.

Din punctul de vedere al amplasamentului, rezervoarele pot fi aşezate pe înălţimi naturale care domină centrul populat deservit, construcţia îngropîndu-se în pămînt total sau parţial ; în acest caz rezervorul poartă denumirea de rezervor subteran îngropat, respectiv semiîngropat (fig. XXIV.70, *a*, *b*).

În regiunile de şes rezervorul se aşază la înălţime, pe o construcţie în formă de turn, şi se numeşte castel de apă (fig. XXIV.71).

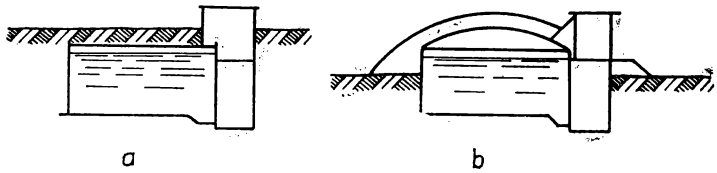



Fig. XXIV.70. Rezervoare subterane :
*a* – îngropat ; *b* – semiîngropat.

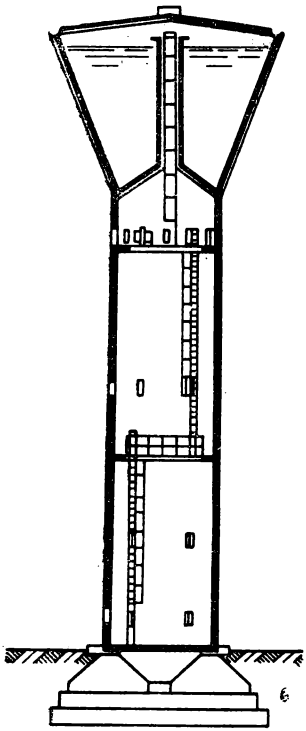


Fig. XXIV.71. Castel de apă.

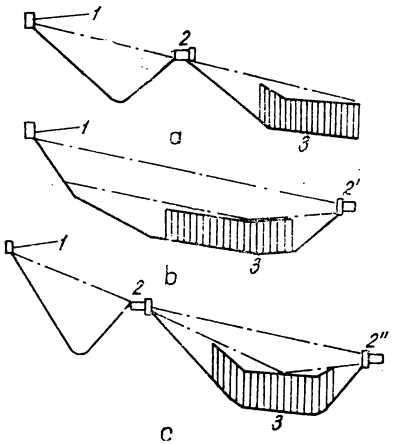



Fig. XXIV.72. Diferite scheme de amplasare a rezervoarelor în sistemul de alimentare cu apă.

Costul unui rezervor de apă subteran este de 3—8 ori mai redus decît al unui castel de apă de aceeaşi capacitate.

După locul ocupat în schema de alimentare cu apă, rezervoarele pot fi : rezervoare de trecere *2*, amplasate între sursă *1* şi reţeaua de distribuţie a apei *3* (fig. XXIV.72, *a*), sau rezervorul de capăt (tampon) *2'* amplasat la capătul aval al uneia din arterele principale ale reţelei de distribuţie *3* (fig. XXIV.72, *b*). Contrarezervoarele *2''* sînt rezervoare de capăt, într-un sistem de alimentare cu apă în care există şi rezervor de trecere *2*. Soluţia este economică în cazul în care centrele populate de alimentat se găsesc pe ambii versanţi ai unei văi (fig. XXIV.72, *c*).

La amplasarea rezervoarelor trebuie să se ţină seama de stabilitatea şi rezistenţa terenului de fundaţie, de condiţiile sanitare pentru păstrarea calităţii apei potabile, cît şi de condiţiile de estetică a construcţiei, în ansamblul urbanistic sau arhitectonic al amplasamentului şi construcţiilor învecinate.

În scopul definitivării soluţiei tehnologice din punct de vedere economic, trebuie comparate următoarele variante :

— ansamblul rezervor-reţea cu rezervor subteran, rezervor care se amplasează la cota necesară pentru a asigura presiunea de serviciu în reţeaua de distribuţie fără pompare. De obicei, găsirea unui amplasament cu cotă suficientă pentru rezervor, lungeşte conductele de legătură la reţea şi conduce la o alimentare a reţelei de la periferia ei ;

— ansamblul castel de apă-reţea, cu castelul de apă amplasat în centrul de greutate al consumului ceea ce determină micşorarea costului reţelei prin eliminarea conductelor de legătură rezervor-reţea şi prin distribuirea debitului plecînd din partea centrală a reţelei.

În cazul reţelelor importante, castelul de apă din ultima schemă se poate înlocui cu un rezervor îngropat, urmat de o staţie de pompare care alimentează direct reţeaua de distribuţie.

La construcţiile rezervoarelor de apă se utilizează în prezent, cu rare excepţii, numai betonul armat, material care conduce la soluţii economice şi tehnice superioare. S-au mai construit rezervoare de piatră, zidărie de cărămidă, lemn, beton simplu şi de metal.

Betonul armat este avantajos în construcţia rezervoarelor de apă subterană, pentru că are, datorită mediului umed în care se află, numai 1/3 din efortul de contracţie al construcţiilor subterane obişnuite.

Rezervoarele de beton armat pot fi realizate parţial din prefabricate (de obicei planşeul şi stîlpii, mai rar pereţii) sau parţial, din beton armat precomprimat (în mod obişnuit pereţii).

## 7.2. REZERVOARE SUBTERANE

7.2.1. **Amplasarea rezervoarelor subterane.** Amplasamentul rezervoarelor trebuie să corespundă, ca nivel, cotei stabilite în schema tehnologică a alimentării cu apă, astfel încît de la nivelul preaplinului să nu se depăşească în reţea, la presiune statică, 60 m $H_2O$, iar la nivelul sorbului să se asigure, prin reţea, presiunea minimă necesară la consumator.

Este recomandabil să se evite terenurile cu apă subterană în zona de construcţie a rezervorului.

Amplasamentul ales pentru rezervoare trebuie să asigure un spaţiu de rezervă pentru viitoare extinderi.

Rezervoarele subterane se așază, din motive de protecție sanitară, la următoarele distanțe (măsurate de la pereții rezervorului):

— 20 m de locuințe și drumuri;

— 50 m de clădiri și instalații industriale, de rețeaua de canale de apă menajeră, closete, grajduri, depozite de gunoi;

— 100 m de la cimitire și puțuri absorbante în cazul în care sensul de scurgere a apei subterane este de la rezervor spre punctele menționate;

— 200 m de la cimitire și puțuri absorbante în cazul în care sensul de scurgere a apei subterane este de la aceasta spre rezervor;

— 300 m de la industrii producătoare de gaze și substanțe nocive, solubile în apă.

7.2.2. **Schemele de principiu ale rezervoarelor subterane.** Rezervoarele subterane sînt alcătuite din unul sau din mai multe compartimente de înmagazinare a apei și din camera vanelor cu conducte și instalațiile hidraulice aferente.

Forma de plan a rezervoarelor subterane este circulară sau dreptunghiulară (fig. XXIV.73 și XXIV.74).

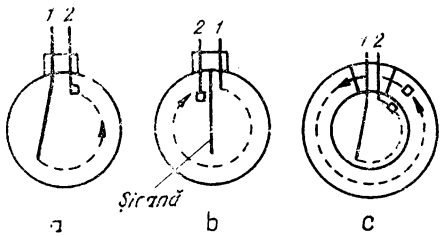



Fig. XXIV.73. Forma în plan a rezervoarelor circulare.

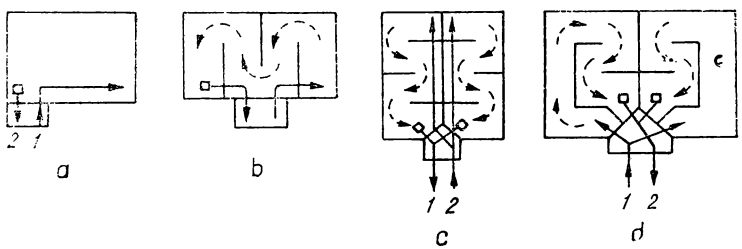



Fig. XXIV.74. Forma în plan a rezervoarelor dreptunghiulare.

Circulația apei se asigură prin prelungirea conductei de sosire *1*, în partea opusă a cuvei față de sorbul *2* (fig. XXIV.73, *a*); cu perete șicană (fig. XXIV.73, *b*), sau cu rezervoare concentrice (fig. XXIV.73, *c*).

Schemele constructive utilizate în vederea obținerii unei circulații a apei în rezervoarele dreptunghiulare cu una sau două cuve, cuprind de asemenea diferite poziții ale pereților șicană (v. fig. XXIV.74, *a*, *b*, *c* și *d*).

Rezervoarele cu capacitate mică, pînă la 150 m³, se pot executa cu un singur compartiment, rezervoarele mai mari se execută cu două compartimente în scopul asigurării reparațiilor curente și a curățirii rezervorului; aceste operații se execută cu scoaterea din funcțiune a unui singur compartiment.

În fig. 75 este reprezentată schița unui rezervor subteran cu două compartimente de înmagazinare *1* și camera vanelor *2*. Instalațiile prevăzute în camera vanelor cuprind conducta de alimentare *3*, conductele de plecare *4*, conductele de golire *5*, conductele de preaplin *6* și vanele de ocolire a rezervorului *7*. Rezervoarele sînt prevăzute și cu tuburi de ventilație *8*.

7.2.3. **Prescripții pentru proiectarea rezervoarelor.** Proiectarea rezervoarelor de apă comportă stabilirea amplasamentului, a capacității de înmagazinare, alegerea formei cuvelor, a numărului de cuve și a dimensiunilor geometrice a acestora, calculul static, dimensionarea instalațiilor și amenajarea generală a zonei aferente rezervoarelor.

Capacitatea totală a rezervoarelor rezultă din suma capacităților necesare pentru îndeplinirea funcțiunilor pe care le are rezervorul în schema de alimentare cu apă.

Astfel, în cazul unui rezervor de trecere, volumul total al rezervorului se stabilește prin relația:

$$V_t = V_{ch} + V_{ri} + V_{ra},$$

în care: $V_{ch}$ este volumul de apă necesar pentru compensarea variațiilor de consum cu volumul de alimentare cu apă al rezervorului în interval de 24 h (acest volum se determină fie pe bază experimentală de la lucrările de alimentare cu apă similare, fie, pentru centre populate unde aceste determinări nu sînt posibile, prin calcul analitic sau grafic, conform STAS 1343-66);

$V_{ri}$ — rezerva intangibilă de incendiu (această rezervă se stabilește de la caz la caz, conform N.P.C.I.-1970);

$V_{ra}$ — volumul de apă necesar pentru acoperirea consumului în caz de avarie a conductei de aducțiune.

Acest volum se stabilește în funcție de importanța localității sau industriei, de lungimea conductei de aducțiune, de caracteristicile traseului și de timpul în care se poate remedia defecțiunea.

Capacitatea rezervoarelor stabilită conform celor expuse mai înainte se rotunjește la capacitatea imediat superioară, după cum urmează (STAS 4165-64):

— pînă la 100 m³, din 25 în 25 m³;
— între 100 și 300 m³, din 50 în 50 m³;
— între 300 și 500 m³, din 100 în 100 m³;
— între 500 și 1 000 m³ din 250 în 250 m³;
— între 1 000 și 3 000 m³, din 500 în 500 m³;
— peste 3 000 m³ din 1 000 în 1 000 m³.

În general, rezervorul trebuie să îndeplinească următoarele condiții principale:

— să fie etanș;

— materialul din care se alcătuiește interiorul compartimentelor de depozitare a apei să nu altereze apa;

— să fie asigurat cu un sistem bun de aerisire pentru a opri dezvoltarea bacteriilor anaerobe;

— să aibă asigurată în interiorul compartimentului o bună circulație a apei pentru a preîntîmpina dezvoltarea microorganismelor;

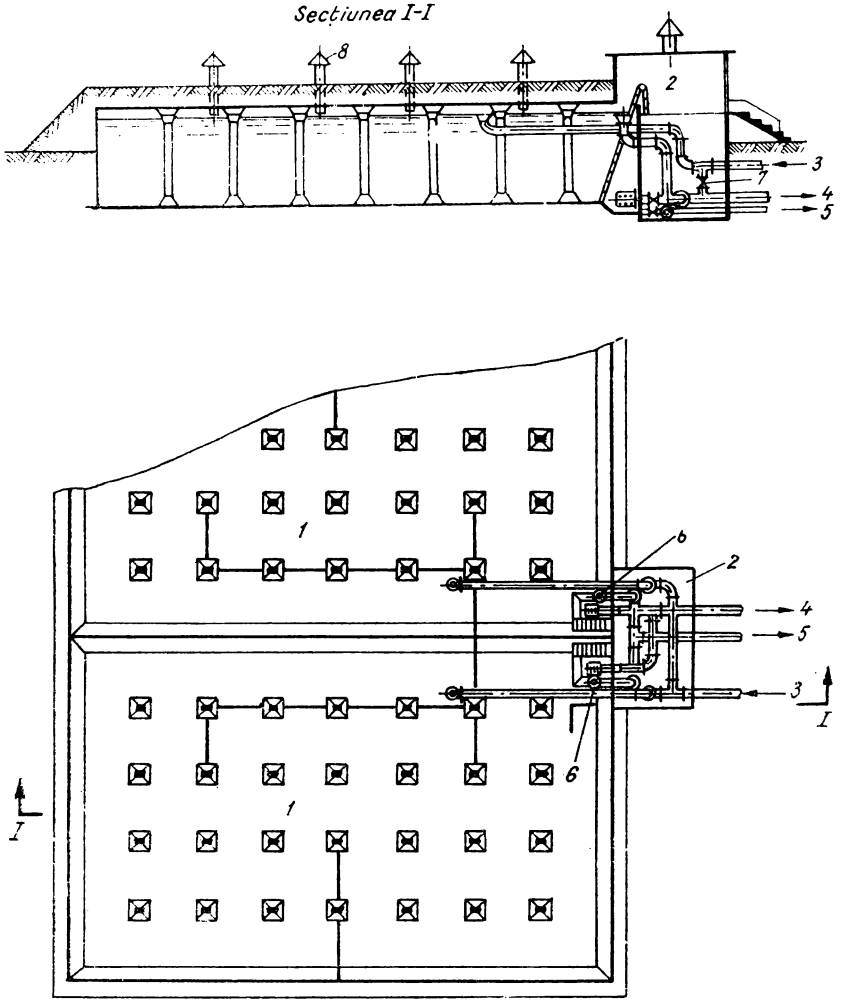



Fig. XXIV.75. Schema unui rezervor subteran de apă cu două compartimente.

— interiorul rezervorului să fie ferit de lumină pentru a nu se dezvolta alge;
— toate conductele să fie prevăzute cu vane de închidere pentru fiecare compartiment, cu excepția conductelor de preaplin care nu au vană și se leagă la conductele de golire în aval de vanele respective.

7.2.4. **Calculul capacității rezervoarelor.** Calculul capacității rezervoarelor necesită determinarea volumului corespunzător funcțiunilor pe care le au.

*Tabelul XXIV.23*

**Calculul capacității de compensare a rezervorului**

| Ora | Alimentarea % | Consumul % | Valorile cumulate, % | | Diferența, % | | Observații |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Alimentarea | Consumul | + | — | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0—1 | 4,16 | 1,10 | 4,16 | 1,10 | 3,06 | — | |
| 1—2 | 4,17 | 1,40 | 8,33 | 2,50 | 5,83 | — | |
| 2—3 | 4,17 | 1,70 | 12,50 | 4,20 | 8,30 | — | |
| 3—4 | 4,16 | 1,80 | 16,66 | 6,00 | 10,66 | — | |
| 4—5 | 4,17 | 2,00 | 20,83 | 8,00 | 12,83 | — | |
| 5—6 | 4,17 | 2,70 | 25,00 | 10,70 | 14,30 | — | Valoare maximă pozitivă 14,30 % |
| 6—7 | 4,16 | 4,40 | 29,16 | 15,10 | 14,06 | — | |
| 7—8 | 4,17 | 5,60 | 33,33 | 20,70 | 12,63 | — | |
| 8—9 | 4,17 | 6,20 | 37,50 | 26,90 | 10,60 | — | |
| 9—10 | 4,16 | 5,80 | 41,66 | 32,70 | 8,36 | — | |
| 10—11 | 4,17 | 6,00 | 45,83 | 38,70 | 7,13 | — | |
| 11—12 | 4,17 | 6,30 | 50,00 | 45,00 | 5,00 | — | |
| 12—13 | 4,16 | 5,20 | 54,16 | 50,20 | 3,96 | — | |
| 13—14 | 4,17 | 5,40 | 58,33 | 55,60 | 2,73 | — | |
| 14—15 | 4,17 | 6,70 | 62,50 | 62,30 | 0,20 | — | |
| 15—16 | 4,16 | 6,80 | 66,66 | 69,10 | — | 2,44 | |
| 16—17 | 4,17 | 6,10 | 70,83 | 75,20 | — | 4,37 | |
| 17—18 | 4,17 | 6,20 | 75,00 | 81,40 | — | 8,40 | |
| 18—19 | 4,16 | 5,30 | 79,16 | 86,70 | — | 7,54 | Valoare maximă negativă 7,54 % |
| 19—20 | 4,17 | 3,50 | 83,33 | 90,20 | — | 6,87 | |
| 20—21 | 4,17 | 3,20 | 87,50 | 93,40 | — | 5,90 | |
| 21—22 | 4,16 | 2,70 | 91,66 | 96,10 | — | 4,44 | |
| 22—23 | 4,17 | 2,20 | 95,83 | 98,30 | — | 2,47 | |
| 23—24 | 4,17 | 1,70 | 100,00 | 100,00 | — | — | Total, volum de compensare: 14,30 + 7,54 = = 21,84 rotund 22 % |

a. *Capacitatea pentru compensarea orară.* Aceasta se determină analitic sau grafic prin metoda diferenței valorilor cumulate a debitului de alimentare și consum.

Calculul analitic se face într-o tabelă de forma indicată în tabelul XXIV.23, unde s-a luat un exemplu arbitrar.

Procentele de consum pe fiecare oră se stabilesc fie experimental în rezervoare existente, fie pe baza datelor obținute la localități cu specific de consum asemănător, fie în lipsa acestora pe baza datelor din tabelul XXIV.24 (v. tabelul 7 din STAS 1343-66).

*Tabelul XXIV.24*

**Variațiile orare ale consumului total în diverse centre populate**

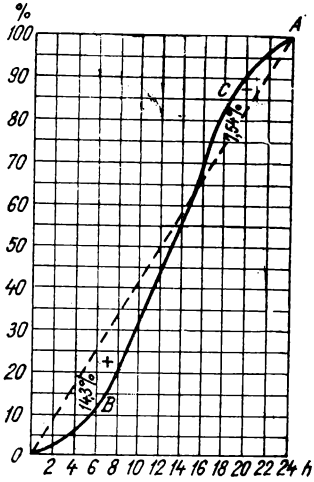
| Ora | Numărul locuitorilor din centrul populat | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Pînă la 10 000 | De la 10 001 la 50 000 | De la 50 001 la 100 000 | Peste 100 000 | În localități de tip rural |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 0— 1 | 1,00 | 1,50 | 3,00 | 3,35 | 0,75 |
| 1— 2 | 1,00 | 1,50 | 3,20 | 3,25 | 0,75 |
| 2— 3 | 1,00 | 1,50 | 2,50 | 3,30 | 1,00 |
| 3— 4 | 1,00 | 1,50 | 2,60 | 3,20 | 1,00 |
| 4— 5 | 2,00 | 2,50 | 3,50 | 3,25 | 3,00 |
| 5— 6 | 3,00 | 3,50 | 4,10 | 3,40 | 5,50 |
| 6— 7 | 5,00 | 4,50 | 4,50 | 3,85 | 5,50 |
| 7— 8 | 6,50 | 5,50 | 4,90 | 4,45 | 5,50 |
| 8— 9 | 6,50 | 6,25 | 4,90 | 5,20 | 3,50 |
| 9—10 | 5,50 | 6,25 | 5,60 | 5,05 | 3,50 |
| 10—11 | 4.50 | 6,25 | 4,80 | 4,85 | 6,00 |
| 11—12 | 5,50 | 6,25 | 4,70 | 4,60 | 8,50 |
| 12—13 | 7,00 | 5,00 | 4,40 | 4,60 | 8,50 |
| 13—14 | 7,00 | 5,00 | 4,10 | 4,55 | 6,00 |
| 14—15 | 5,50 | 5,50 | 4,20 | 4,75 | 5,00 |
| 15—16 | 4,50 | 6,00 | 4,40 | 4,70 | 5,00 |
| 16—17 | 5,00 | 6,00 | 4,30 | 4,65 | 3,50 |
| 17—18 | 6,50 | 5,50 | 4,10 | 4,35 | 3,50 |
| 18—19 | 6,50 | 5,00 | 4,50 | 4,40 | 6,00 |
| 19—20 | 5,00 | 4,50 | 4,50 | 4,30 | 6,00 |
| 20—21 | 4,50 | 4,00 | 4,50 | 4,30 | 6,00 |
| 21—22 | 3,00 | 3,00 | 4,80 | 4,20 | 3,00 |
| 22—23 | 2,00 | 2,00 | 4,60 | 3,75 | 2,00 |
| 23—24 | 1,00 | 1,50 | 3,30 | 3,70 | 1,00 |
| Toal | 100,00 | 100,00 | 100, 00 | 100,00 | 100,00 |

Diferențele pozitive ale valorilor cumulate de alimentare și consum indică o acumulare a apei în rezervor, iar cele negative indică o depășire a alimentării de către consum.

Volumul de compensare rezultă la suma, în valoare absolută, a diferenței maxime pozitive (volum maxim acumulat în rezervor în orele în care debitul de alimentare

depăşeşte debitul de consum) şi a diferenţei maxime negative (volumul maxim de deficit de apă în rezervor în orele în care debitul de consum depăşeşte debitul de alimentare) :

$$V_{ch} = \frac{14{,}30 + 7{,}54}{100} Q_{zi \cdot max} \cdot$$




De la ora 6, debitul de alimentare orar rămîne inferior celui de consum, deci se consumă apă şi din rezerva acumulată în orele precedente. Golirea se face treptat, pînă la ora 19, cînd rezervorul este gol, ciclul reîncepînd din nou.

Pentru determinarea grafică a capacităţii de înmagazinare prin metoda diferenţelor cumulate, se execută graficul din fig. XXIV.76. Se trasează curba pentru o alimentare uniformă (*OA*) şi un consum variabil *OBCA*). Acestea se trasează prin puncte reprezentînd valorile cumulate ale debitelor de alimentare şi de consum, astfel cum sînt înscrise în tabel, col. 4 şi 5. Se determină diferenţele maxime pozitive şi negative, care, însumate în valoare absolută, dau procentul din debitul maxim zilnic care trebuie înmagazinat în rezervor pentru compensarea orară în decurs de 24 ore.

Fig. XXIV.76. Grafic pentru determinarea capacităţii de înmagazinare a apei prin metoda diferenţelor cumulate.

b. *Capacitatea necesară pentru rezerva de incendiu.* Aceasta se determină ţinînd seama de debitul de incendiu, de numărul de incendii simultane şi de durata teoretică maximă a unui incendiu, cu relaţia :

$$V_i = \frac{1}{1\,000} (3\,600\ q_{orar.max}\ t_e + \sum_{1}^{n} 60\ q_{ii} t_i + 3\,600\ q_{ie} t_e + 60\ q_s t_s),$$

unde : $n$ reprezintă numărul de incendii simultane care se introduc în calcul conform tabelelor din N.P.C.I. 1970 sau din STAS 1343-66 ;

$q_{orar\ max}$ — debitul maxim orar al consumului, în l/s ;

$q_{ii}$ — debitul hidranţilor interiori pentru un incendiu (STAS 1478-58), în l/s ;

$q_{ie}$ — debitul hidranţilor exteriori pentru incendiu (conform tabelei din N.P.C.I.), în l/s ;

$q_s$ — debitul sprinclerelor şi drencerelor, în l/s ;

$t_i$ — durata teoretică de funcţionare a hidranţilor interiori (STAS 1478-58), în min ;

$t_e$ — durata teoretică de funcţionare a hidranţilor exteriori, în h ;

$t_s$ — durata teoretică de funcţionare a sprinclerelor şi drencerelor, în min.

În cazul în care alimentarea rezervorului poate avea loc fără întrerupere, chiar în timpul incendiului (cu un debit minimal continuu), volumul rezervei intangibile poate fi redus cu volumul asigurat de acest debit minimal [29].

c. *Capacitatea necesară asigurării rezervei, în caz de avarie a conductei de aducțiune.* Criteriile de stabilire a acestei capacități sînt legate de considerente economice și practice, sporul de volum fiind în funcție de lungimea conductei de aducțiune și de caracteristicile traseului. Pentru aducțiuni scurte de 5—10 km cu trasee fără dificultăți, se admite ca suficientă o rezervă de 20—25% din consumul zilnic maxim (presupunînd o durată de circa 6 h a reparației conductei avariate).

Pentru conducte mai lungi (de ordinul a zecilor de km) și cu trasee dificile (terenuri alunecătoare, traversări de rîuri mari, regiuni muntoase etc.), capacitatea de avarie a rezervoarelor se ia de circa 150—175% și în mod excepțional 200% din consumul maxim zilnic.

În cazul alimentării rezervorului prin două conducte de aducțiune, asigurînd fiecare un debit de cel puțin 50% din debitul total, rezerva de avarie se poate reduce la circa 25% din consumul maxim zilnic.

Capacitatea totală a rezervorului de apă potabilă nu va trebui să depășească volumul de apă corespunzător timpului maxim de trecere a apei prin rezervor de 192 h (8 zile) admis de normele sanitare.

## 7.3. CASTELE DE APĂ

**7.3.1. Criterii de alegerea tipului de castel.** Castelul de apă este un ansamblu constructiv format dintr-un rezervor de apă susținut de o construcție în formă de turn și avînd fundul deasupra terenului la o înălțime suficientă pentru a asigura distribuția apei prin gravitație; instalațiile hidraulice de deservire a rezervorului (conducte, vane, clapete) completează acest ansamblu.

Castelele de apă sînt recomandabile în regiunile de șes pentru: centre populate avînd 25 000—30 000 locuitori; întreprinderi industriale; stație și depouri de cale ferată și șantiere.

Capacitatea castelelor în asemenea condiții de folosire, nu trebuie să depășească 500—600 m³; pentru orașe mai mari se ajunge la castele de apă cu o capacitate pînă la 2 000 m³ sau chiar mai mult.

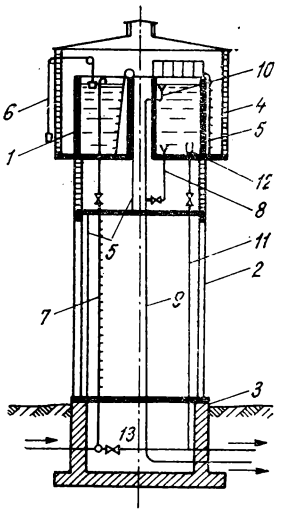



Fig. XXIV.77. Schema unui castel de apă.

În fig. XXIV.77 este reprezentată schema unui castel de apă care cuprinde: cuva de înmagazinare a apei *1*, infrastructura construcției *2*, fundația *3*, construcția de izolare a cuvei *4*, scara de acces *5*, indicatorul de nivel *6*, conducta de alimentare *7*, conducta de golire *8*, conducta de evacuare a apei *9*, conducta de preaplin *10*, conducta de plecare a apei *11*, sorbul *12* și conducta de legătură de siguranță *13*.

În regiunile seismice, dificultatea asigurării stabilității castelului poate conduce la înlocuirea acestuia cu rezervoare puse la nivelul terenului și stații de pompare.

Utilizarea castelelor de apă în regiunile de șes prezintă față de soluția cu rezervor și stație de pompare cu debit variabil următoarele avantaje :

— continuitatea alimentării cu apă (consumatori, rezervă de incendiu) și în cazul întreruperii energiei electrice pe un timp limitat ;

— alimentarea cu ușurință a consumatorilor care au debite foarte variate în timp ;

— ocupă un spațiu redus, castelul putîndu-se îngloba uneori în însăși construcția industrială, obținîndu-se astfel importante economii de materiale, investiții și spațiu.

Față de rezervoarele îngropate, castelele de apă au următoarele dezavantaje : sînt mai costisitoare și puțin indicate pentru volume mari ; sînt mai slab izolate termic ; efectul contracției și temperaturii este mai sensibil ; sensibilitatea mare la cutremure, avînd o masă foarte mare, ridicată la înălțime.

Volumul cuvei castelului se calculează după metodele indicate la rezervoarele subterane.

În scopul reducerii volumului cuvei se obișnuește : să se ia în considerație numai volumul de compensare și volumul de avarie ; să se prevadă un rezervor subteran pentru volumul de avarie și o stație de pompare.

Capacitatea castelelor se rotunjește conform prevederilor STAS 4164-64 :

— din 25 în 25 $m^3$, de la 25 la 100 $m^3$ ;

— din 100 în 100 $m^3$, de la 100 la 500 $m^3$ ;

— din 250 în 250 $m^3$, de la 500 la 1 000 $m^3$.

În cazul castelelor de apă cu mai multe rezervoare, capacitatea fiecărui rezervor trebuie să se încadreze în aceste norme.

Înălțimea castelelor de apă, se stabilește în funcție de : nevoile tehnologice de presiune cerute în rețea și condițiile tehnico-economice de exploatare.

Înălțimea se consideră de la nivelul platformei terenului pînă la cota sorbului conductei de alimentare și se ia multiplu de 2,50 m (STAS 4164-64).

În cazul mai multor rezervoare suprapuse, înălțimea se consideră pentru rezervorul cel mai de jos

Materialele întrebuințate la construcția castelelor de apă sînt : betonul armat, betonul simplu, zidăria de piatră și de cărămidă, metalul și lemnul.

7.3.2. **Instalații hidraulice și lucrări anexe.** Instalațiile anexe mai importante, la un castel de apă sînt :

— c o n d u c t e l e : de alimentare, de trimiterea apei în rețea, de golire a rezervorului și de preaplin ;

— v e n t i l a ț i a pentru primenirea aerului ;

— p a r a t r ă z n e t u l, montat în partea cea mai înaltă a turnului ;

— i n s t a l a ț i a d e v i z i t a r e a : rezervorului, spațiului înconjurător și încăperilor cu scările de acces, paserelelor necesare etc. ;

— d i s p o z i t i v e l e d e i n d i c a r e a n i v e l u l u i apei în rezervor sau dispozitive cu transmiterea nivelului la stația de pompare ;

— i n s t a l a ț i a e l e c t r i c ă de iluminat ;

— t r e c e r i l e c o n d u c t e l o r prin pereți și fundul cuvei, astfel executate încît să asigure etanșeitatea ; se prevăd de obicei compensatoare care permit deformația conductei datorite variațiilor de temperatură, cu păstrarea etanșeității trecerii.

Deosebit de importantă este izolația termică a cuvei și conductelor, pentru a feri apa de variații prea mari de temperatură.

*Cuva* se izolează la exterior prin aplicarea directă a unui strat din pîslă minerală, saltele de vată de sticlă sau plută expandată.

Stratul de izolare termică trebuie să fie protejat la exterior contra umezirii cu o șapă de mortar pe rabiț sau cu zidărie de cărămidă; în lipsa unei protecții hidrofuge a izolației, aceasta își pierde proprietățile izolante.

*Conductele* se izolează termic printr-un strat de plută sau vată minerală și protecția acestuia din carton asfaltat sau o izolare cu fîșii de pîslă minerală gletuite cu ipsos.

7.3.3. **Tipizarea castelelor de apă.** Actualmente în țară sînt tipizate:

a. *Castele de apă cu capacitate mare* de 150, 200, 300, 400 și 500 m³ și cu înălțimi de 15, 20, 25, 30 m. Această categorie de castele de apă a fost rezolvată cu turnul de formă cilindrică executat din beton turnat în cofraje alunecătoare și rezervorul de apă evazat tronconic din beton armat.

Caracteristicile mai importante ale acestei serii de castele tipizate sînt:

— d i a m e t r u l t u r n u l u i stabilit pe bază de calcule comparative, a fost ales cît mai mic în limita dimensiunilor economice, pentru a se obține forme cît mai svelte;

— g r o s i m e a p e r e ț i l o r este de minimum 15 cm (la capacități și înălțimi mari ea poate fi sporită pînă la 20 cm);

— e v a z ă r i l e r e z e r v o r u l u i sînt de circa 55—60° pentru castelele de 20—30 m înălțime și de circa 45° pentru înălțimea de 15 m.

Evazările au fost determinate avîndu-se în vedere posibilitățile de execuție, aspectul arhitectonic și considerentele economice. Se menționează că evazările cuprinse între 45—60° nu duc practic la variații importante ale consumurilor de materiale.

b. *Castele de apă cu capacitate mică* (50, 75, 100 m³) cu înălțime de 25 m. Soluția constructivă adoptată pentru această categorie de castele de apă prezintă avantajul că datorită volumului redus al apei înmagazinate se poate adopta în condiții economice același diametru pentru rezervor și turn.

De aceea, executarea rezervorului se face cu ajutorul cofrajului alunecător.

c. *Castele de apă de capacitate mică* (50, 75, 100 m³) cu înălțime de 15 m. Sînt destinate în general mediului agricol. Soluția constructivă adoptată pentru această categorie de castele de apă a avut în vedere în primul rînd condițiile și posibilitățile de execuție (turnuri de zidărie armată de 37,5 cm grosime și rezervor evazat din beton armat turnat monolit).

Soluția cu rezervor evazat, turnul avînd dimensiunile minime admise pe considerente de rezistență, permite o economicitate maximă a investiției și în exploatare, precum și avantaje de ordin arhitectonic.

Soluția cu turn de cărămidă se justifică numai prin economia de oțel pe care o prezintă și pentru condițiile simple pe care le oferă (sectorul agricol).

## BIBLIOGRAFIE

1. A b r a m o v, N. N. și P o s p e l o v a, M. M. *Rascet vodoprovodnih setei.* Moscova, 1962.
2. A b r a m o v, N. N., G h e n i e v, N. N. și P a v l o v, V. I. *Vodosnabjenie.* Moscova 1958.
3. A p e l t i n, E. I., C l e a c i k o, V. A., L o u r i e r, I. I. și S m i r n o v, A. A. *Masele ionice și utilizarea lor.* În: Standardghiz, 1949.

4. Baars, I. K. *L'aeration de l'eau au moyen de brosses rotatives.* În : Technique de l'eau, nr. 166, 1960.
5. Babbitt, H. E., şi Doland, J. J. *Vodosnabjenie,* Moscova, 1960.
6. Blitz, E. Pop, R. *Hidraulica, construcţii hidrotehnice, alimentări cu apă şi canalizări.* Curs. Bucureşti, 1960.
7. Bluvstein, I. *Coagularea substanţelor în suspensie din apă folosind adaos de nămol.* În : Caiet selectiv, Gospodăria orăşenească, nr. 1, 1958.
8. Busch, K. F. *Wasserversorgung in Stadt und Landwirtschaft.* Leipzig, 1956.
9. Buydens, R. *Eliminarea fierului din apă.* În : La tehnique de l'eau, nr. 10, 1957.
10. Cohen, I., Rourke, G. şi Woodward, E. *Polielectroliţii naturali şi sintetici în calitate de coagulanţi auxiliari.* În : Journal of Ammerican Water Works ASS, nr. 4, 1958.
11. Dahlhaus. *Wasserversorgung.* Leipzig, 1960.
12. Degremont. *Memento technique de l'eau.* Paris, 1966.
13. Forrest, I. R., *Fluorizarea în alimentări cu apă.* În : Water and Water Engeneering, nr. 721, martie, 1956.
14. Gomela, C. *Désinfection de l'eau.* În : Techniques et sciences municipales, nr. 5, 6, 1962.
15. Henry, I. L. şi Haskett, I. F. *Principiile fundamentale în aplicarea fluorizării apei.* În : Gesundheitsingenieur, nr. 17, 18, 1957.
16. Ianovski, A. I. *Injenernoe oborudovanie goroda. Vodosnabjenie i kanalizaţia.* În : Gorodskoe hozeaistvo. Moscova, nr. 3, 1961.
17. * * * *Instalaţii sanitare.* Culegere de STAS-uri. Bucureşti, 1962.
18. Klinger, L. L. *Încercări de tratare a apei cu silice activată.* În : Caiet selectiv, Gospodăria orăşenească, nr. 3, 1957.
19. Kojinov, V. F. *Ocistka pitievoi i tehniceskoi vodi.* Moscova, 1962.
20. Koniuşkov, A. M. *Vodosnabjenie.* Moscova, 1964.
21. Krivenco, M. G. *Prohodka skvajin bolşogo diametra.* Moscova, 1961.
22. Kulski, L. A. *Himia i tehnologhia obrabotki vodi.* Kiev, 1960.
23. Moskvitin, A. A. *Mehaniceskoe oborudovanie i armatura vodoprovod.* Moscova, 1953.
24. Markariant, M. K. *În problema dezactivării apelor potabile.* În : Vodosnabjenie i sanitarnaia tehnika, nr. 5, 1957.
25. Minţ, D. N. şi Subert, S A. *Ghidravlika zernistih materialov.* Moscova, 1955.
26. Moşnin, L. E. *Metodtitehniko-economiceskogo rascieta vodoprovodnih setei.* Moscova, 1950.
27. Mutschmann, J. şi Stimmelmeyer, F. *Taschenbuch der Wasserversorgung.* Stuttgart, 1956.
28. Natanson, T. *Experienţa tratării şi dezinfectării apei cu clor şi amoniac la alimentarea cu apă a trustului Donbassvod.* În : Caiet selectiv, Gospodăria orăşenească nr. 7, 1958
29. * * * *Normativ pentru proiectarea şi executarea construcţiilor din punctul de vedere al prevenirii incendiilor,* NPCI., Bucureşti, 1970.
30. Passavant. *Ersparnis durch Kreislauf im Betriebwasser.* Nassau, 1958.
31. Pîslăraşu, I. *Alimentarea cu apă a oraşului Iaşi.* În : Hidrotehnica, nr. 5, 1958.
32. Pîslăraşu, I. *Crepine din mase plastice pentru filtrarea apei.* În : Hidrotehnica, 1960.
33. Pîslăraşu, I. şi Pinsler, P. *O mare priză la Dunăre.* În : Hidrotehnica nr. 8, 1960.

34. Pîslăraşu, I., Rotaru, N. şi Teodorescu, M. *Alimentări cu apă.* Bucureşti, Editura tehnică, 1964.
35. Poevek, B. *Utilizarea silicei active ca coagulant.* În: Journ. Inst. Water Engeneering, nr. 2, 1958.
36. Poma, K. *La desinfection de l'eau.* În: Technique de l'eau et de l'assainisment, nr. 186, 1962.
37. Rensonnet, A. *Technique de déferrisation et d'épuration de l'eau.* În: Technique de l'eau, nr. 162, 1960.
38. Sahov, A., Sireaeva, A. *Coagularea intermitentă la limpezirea apei.* În: Caiet selectiv, Gospodăria orăşenească, nr. 8, 1957.
39. Skrob, M. S. *Pregătirea apei.* Bucureşti, 1954.
40. Theodoru, H. *Curs de edilitate.* Partea I. *Alimentarea cu apă a oraşelor.* Bucureşti, 1934.
41. Trofin, P. *Curs de alimentări cu apă.* Vol. I. Bucureşti, 1957.
42. Trofin, P. *Curs de alimentări cu apă.* Vol. II. Bucureşti, 1961.
43. Trofin, P. *Alimentări cu apă.* Vol. III. Bucureşti, 1966.
44. Trofin, P. şi Pîslăraşu, I. *Unele aspecte ale alimentărilor cu apă din Republica Populară Română.* În: Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, nr. 8, 1964.
45. Vibert, A. *A verser au dossier.* În: Technique et sciences municipales, nr. 7, 1962.
46. * * * *Vodokanalproiekt. Spravocinik po vodosnabjeniiu i kanalizații.* Moscova—Leningrad, 1959.

SECȚIUNEA XXV

# CANALIZĂRI

Prof. dr. ing. **E. Blitz, Ing. I. Pîslăraşu**
**Ing. Gh. Vladimirescu**

CUPRINS


1. Generalităţi (Ing. Gh. Vladimirescu) . . . . . 949
   1.1. Clasificarea apelor de canalizare . . . . . 949
   1.2. Proprietăţile apelor uzate . . . . . 950
   1.3. Condiţiile de descărcare a apelor uzate în reţeaua publică . . . . 951
2. Scheme şi sisteme de canalizare (Ing. Gh. Vladimirescu) . . . . . 952
   2.1. Scheme de canalizare . . . . . 952
   2.2. Sisteme de canalizare . . . . . 958
3. Determinarea cantităţilor de ape de canalizare (Ing. Gh. Vladimirescu). . 960
   3.1. Determinarea cantităţilor de ape uzate . . . . . 961
   3.2. Determinarea cantităţilor de ape meteorice. . . . . 963
   3.3. Determinarea cantităţilor de ape subterane infiltrate în reţeaua de canalizare . . . . . 971
   3.4. Debitele de calcul pentru reţelele de canalizare . . . . . 971
4. Secţiunile constructive ale canalelor (Ing. I. Pîslăraşu şi Ing. Gh. Vladimirescu) 973
   4.1. Forma canalelor . . . . . 973
   4.2. Realizarea constructivă a canalelor . . . . . 973
   4.3. Criterii pentru alegerea tipului constructiv de canal. . . . . 983
5. Calculul hidraulic al reţelelor de canalizare (Ing. Gh. Vladimirescu) . . . . 984
   5.1. Principii de calcul . . . . . 984
   5.2. Gradul admisibil de umplere . . . . . 989
   5.3. Stabilirea secţiunilor . . . . . 989
   5.4. Calculul reţelelor de canalizare . . . . . 991
6. Construcţii auxiliare pe reţelele de canalizare (Ing. Gh. Vladimirescu) . . 993
   6.1. Cămine de vizitare . . . . . 995
   6.2. Guri de scurgere . . . . . 997
   6.3. Camere de rupere de pantă. . . . . 1000
   6.4. Camere de intersecţie . . . . . 1003
   6.5. Guri de zăpadă . . . . . 1005
   6.6. Deversoare . . . . . 1005
   6.7. Bazine de retenţie . . . . . 1010
   6.8. Traversări. . . . . 1013
   6.9. Guri de vărsare sau de descărcare în emisar . . . . . 1015
7. Staţii de pompare (Ing. I. Pîslăraşu) . . . . . 1016
   7.1. Amplasamentul staţiilor de pompare. . . . . 1019
   7.2. Construcţiile şi instalaţiile staţiilor de pompare . . . . . 1019

8. Determinarea gradului de epurare necesar (prof. dr. ing. E. Blitz) . . . . 1023
8.1. Caracteristicile apelor uzate . . . . . 1023
8.2. Calculul gradului de epurare necesar . . . . . 1032
9. Tehnologia epurării apelor uzate menajere (prof. dr. ing. E. Blitz) . . . . 1040
9.1. Metodele şi schemele de epurare . . . . . 1043
9.2. Reţinerea corpurilor şi suspensiilor mari . . . . . 1047
9.3. Sedimentarea . . . . . 1051
9.4. Precipitarea (floculareа) chimică . . . . . 1073
9.5. Epurarea biologică naturală . . . . . 1075
9.6. Filtrarea biologică . . . . . 1078
9.7. Aerarea apei . . . . . 1089
9.8. Dezinfectarea apei . . . . . 1100
10. Prelucrarea nămolurilor (prof. dr. ing. E. Blitz) . . . . . 1102
10.1. Fermentarea nămolurilor . . . . . 1107
10.2. Concentrarea (îngroşarea) nămolurilor . . . . . 1118
10.3. Deshidratarea nămolurilor . . . . . 1120
10.4. Ansamblul staţiei de epurare a apelor uzate menajere . . . . . 1126
11. Vărsarea apelor uzate în emisar şi evacuarea substanţelor separate (prof. dr. ing. E. Blitz) . . . . . 1132
11.1. Vărsarea apelor uzate în emisar . . . . . 1132
11.2. Evacuarea substanţelor separate din apele uzate . . . . . 1132
12. Elemente de calcul tehnico-economic (prof. dr. ing. E. Blitz) . . . . . 1132
*Bibliografie* . . . . . 1133

# 1. GENERALITĂȚI

Canalizarea constă dintr-un ansamblu de construcții hidrotehnice, care colectează, apele din cuprinsul centrelor populate și din diferite unități industriale, le transportă le epurează și le redă unei rețele hidrografice (emisar).

Apele de canalizare trebuie să fie evacuate întrucît ele reprezintă un pericol pentru sănătatea oamenilor, pentru viața animalelor și a plantelor. Dacă apele de canalizare ar rămîne în interiorul centrelor populate, substanțele organice sub acțiunea microorganismelor și a căldurii ar intra în fermentare degajînd gaze nocive, iar microbii patogeni purtați de diferiți agenți ar putea să cauzeze maladii grave. De asemenea, dacă apele de canalizare s-ar vărsa neepurate în emisari, apele emisarului nu ar mai putea fi folosite pentru multiplele cerințe ale colectivității, viața peștilor și a altor animale precum și viața plantelor ar fi stînjenită sau chiar distrusă.

Canalizarea constituie așadar, un factor de cea mai mare importanță pentru reducerea sau dispariția unui însemnat număr de boli și are însemnate efecte pozitive economice.

## 1.1. CLASIFICAREA APELOR DE CANALIZARE

Apele de canalizare provin din apele restituite din locuințe, centre populate, unități industriale, agrozootehnice, de transporturi, de construcții etc. și de pe teritoriile aferente lor.

Ele se clasifică, în raport cu proveniența și proprietățile lor, în ape uzate, ape meteorice, ape de suprafață și ape subterane, în conformitate cu STAS 1846—65 și anume :

*Apele uzate menajere* se formează în locuințe prin folosirea apei potabile la prepararea hranei, la spălatul vaselor, la spălatul rufelor, la W.C.-uri, la întreținerea curată a clădirilor, la instalațiile de dușuri, spălătoare etc.

*Apele uzate publice* se formează în construcții cu caracter public precum : băi publice, fîntîni, piscine, W.C.-uri etc.

*Apele uzate industriale* rezultă de la întreprinderile industriale, de transporturi, de construcții și altele și se deosebesc prin caracterul procesului tehnologic al fiecărui fel de producție.

*Apele de la unități agro-zootehnice* sînt ape restituite de la grajduri, garaje, ateliere etc.

De asemenea, în categoria apelor uzate se cuprind și acelea de la *satisfacerea nevoilor tehnologice ale canalizării, apele uzate de la spălatul și stropitul străzilor și incintelor dife-*

*rilelor unități*, precum și orice ape uzate și substanțe reziduale (gunoi menajer fărîmițat) care se îndepărtează prin rețeaua de canalizare.

*Apele meteorice* (de precipitații atmosferice) sînt acele provenite din ploi, din topirea zăpezilor și a gheții și care se scurg prin rețeaua de canalizare de pe teritoriul centrelor populate și a suprafețelor diferitelor incinte. Apele de ploaie dau cantitatea cea mai mare de apă, de aceea în loc de ape meteorice, se întîlnește termenul *ape din ploi* sau *ape pluviale*.

*Apele subterane* provin în canalizare din lucrările de drenaje sau prin infiltrație din apele freatice. În mod normal, o canalizare trebuie să fie etanșă; totuși, experiența a arătat că atunci cînd nivelul apelor subterane depășește creasta canalului, se produc infiltrații în rețeaua de canalizare.

*Apele de suprafață* sînt acelea care provin din cursuri de apă, lacuri și bălți și care se conduc prin rețeaua de canalizare.

De obicei, diferitele ape de canalizare nu se scurg separat; de cele mai multe ori ele sînt un amestec de ape uzate menajere, industriale și ape meteorice sau ape uzate menajere industriale și meteorice.

Apele de canalizare care pot fi vărsate fără epurare, în emisar, ca urmare a unor situații locale, poartă numele *de ape convențional curate*.

## 1.2. PROPRIETĂȚILE APELOR UZATE

Proprietățile apelor uzate depind de calitățile apei folosite, de substanțele conținute și de transformările suferite în scurgerea prin rețeaua de canalizare, de la formare și pînă la stația de epurare sau la emisar. Aceste proprietăți sînt scoase în evidență prin analize fizico-chimice, bacteriologice și biologice.

Stabilirea indicatorilor rezultați din analize este importantă întrucît oferă date care servesc la alegerea sistemului de canalizare, a materialelor de construcție a canalelor și a protecției lor, la stabilirea procedeului de epurare și la valorificarea unor substanțe din apele uzate. De asemenea, cunoașterea proprietăților apelor uzate servește la stabilirea măsurilor de securitate în exploatarea și întreținerea canalizării.

*Apele uzate menajere* proaspete cuprind substanțe minerale și organice, au o culoare cenușie deschisă, sînt lipsite de miros, au reacție slab alcalină și temperatură de 10—25°C. Cînd încep să fermenteze, capătă o culoare cenușie închisă (aproape neagră), au un miros caracteristic de hidrogen sulfurat și amoniac și dau reacție acidă. La suprafața apelor uzate menajere plutesc diferite substanțe (grăsimi, săpunuri etc.) și corpuri solide (resturi de zarzavaturi, hîrtii etc.).

Din punct de vedere chimic apele uzate menajere cuprind dizolvate sau în amestec gaze (oxigen, azot, hidrogen sulfurat etc.), oxizi (de mangan, de fier etc.) și acizi minerali și organici.

În apele uzate menajere se găsesc un număr mare (milioane la litru) de microorganisme (microbi patogeni și banali în special bacilii coli), microorganisme din grupa protozoarelor și metazoarelor; de asemenea, pot fi viermi intestinali și diferiți spori ceea ce dă apelor uzate menajere un caracter periculos privind sănătatea oamenilor și a animalelor.

*Proprietățile apelor uzate industriale* depind de procedeul tehnologic, de natura producției și de materia primă folosită.

Natura și concentrația substanțelor din apele uzate industriale variază în limite destul de largi, astfel: apele din industria alimentară conțin în special substanțe organice,

cele din industria metalurgică și constructoare de mașini conțin în special substanțe minerale, apele uzate de la abatoare, combinate de carne, ateliere de grăsimi conțin importante cantități de grăsimi etc. De cele mai multe ori, apele uzate industriale conțin acizi și alcalii care atacă pereții canalelor, împiedică exploatarea normală a canalelor și frînează procesele de epurare. Alte ape industriale au un conținut mare de substanțe minerale care erodează canalele sau se depun, reducînd capacitatea de transport.

*Proprietățile apelor meteorice* diferă de cele ale apelor uzate menajere și industriale.

Apele meteorice care cad pe suprafețele centrelor populate sînt considerate convențional curate. Excepție fac apele de ploaie care spală suprafețele unor întreprinderi industriale, depozite și care pot conține diferite substanțe (grăsimi, produse petroliere etc.), fiind uneori mai periculoase decît apele menajere.

Apele meteorice au un caracter ușor agresiv datorită bioxidului de carbon pe care-l iau din atmosferă, proprietate care nu se ia însă în considerație în calculul canalizării.

*Apele uzate orășenești* cuprind în afara apelor menajere și apele de la industrii. Ele au proprietăți apropiate apelor menajere însă au în general o concentrație mai mare de substanțe impure și o stare de reacție a apei variind în limite mai largi.

## 1.3. CONDIȚIILE DE DESCĂRCARE A APELOR UZATE ÎN REȚEAUA PUBLICĂ

Condițiile se referă la apele uzate industriale și la diferitele ape uzate ale unor dotări din centrele populate (spitale, institute de cercetări etc.), care prin compoziția lor pot dăuna rezistenței și stabilității canalelor sau pot complica procesele de epurare a apelor din canalizare publică și pune în pericol sănătatea lucrărilor din exploatare.

Nu este admis să se scurgă în canalizare publică ape uzate care conțin (Normativ C.S.C.A.S. 90—67):

— substanțe în suspensie a căror cantitate, mărime și natură constituie un factor activ de erodare a canalelor sau provoacă depuneri sau stînjenesc scurgerea hidraulică normală, de exemplu: nisipuri, var, vată, cîrpe, fibre;

— substanțe cu agresivitate chimică asupra materialelor care sînt folosite în mod obișnuit la construcția rețelelor de canalizare și stațiilor de epurare ale centrelor populate, de exemplu: acizi, alcalii care dau apei un caracter agresiv;

— substanțe chimice și organice de orice natură în stare de suspensie sau dizolvate care în această stare sau prin evaporare stînjenesc exploatarea normală a canalelor și stațiilor de epurare sau provoacă împreună cu aerul amestecuri detonante, de exemplu: păcură, benzină, benzen, petrol;

— substanțe toxice în concentrații mai mari decît cele admise, care sînt periculoase pentru lucrătorii în exploatare și care opresc procesele biologice de epurare, de exemplu: cianuri, clor, cupru, zinc;

— microbi și spori ai bolilor contagioase, de exemplu: apele uzate de la spitale cantonamente, tăbăcării, combinate de carne;

— ape cu temperaturi mai mari decît 50°C și ape uzate cu variații mari de debit care pot pune canalizarea publică sub presiune (tabelul XXV.1).

Pentru a fi admise în rețeaua publică de canalizare apele nocive trebuie să fie tratate în stații de preepurare, iar în cazul debitelor în lacuri, în bazine sau rezervoare de omogenizare și compensare. Pentru evacuarea apelor radioactive se va avea în vedere și „Regulamentul pentru lucru cu substanțe radioactive", elaborat de Institutul de fizică atomică.

*Tabelul XXV.1*

**Concentrația maximă a substanțelor toxice admise în apele uzate (conform STAS 1795-61)**

| Substanța toxică | Concentrația maximă admisă mg/l |
|---|---|
| Acid picric | 0,50 |
| Amoniac gazos | 1,00 |
| Amoniu ($NH_4$) | 25,00 |
| Arsen | 0,05 |
| Cadmiu | 0,10 |
| Cianuri | 0,10 |
| Clor liber | 0,50 |
| Crom | 0,20 |
| Cupru | 0,10 |
| Fenoli | 0,001 |
| Grăsimi | 55,00 |
| Hidrogen sulfurat | 1,00 |
| Mercur | 0,005 |
| Nichel | 1,00 |
| Produse petroliere | 0,10 |
| Plumb | 0,10 |
| Sulfură de carbon | 1,00 |
| Zinc | 5,00 |

*Observație.* Cu aprobarea Ministerului Sănătății, Ministerului Muncii și Organelor de gospodărire a apelor, limitele pot fi depășite.

## 2. SCHEME ȘI SISTEME DE CANALIZARE

### 2.1. SCHEME DE CANALIZARE

Schema de canalizare este reprezentarea în plan orizontal și în plan vertical a construcțiilor principale care alcătuiesc canalizarea, cu indicarea poziției relative între ele.

Schema de canalizare *orizontală* (fig. XXV.1) cuprinde limita teritoriului de canalizat, în care, după caz, se figurează obiectele importante ce trebuie canalizate, rețelele de canalizare, colectoarele principale, deversoarele, punctele obligate, stațiile de pompare și traversările de obstacole, stațiile de epurare și gurile de vărsare în emisar.

Limita teritoriului de canalizat se stabilește după schița de sistematizare, atît pentru centrele populate, cît și pentru unitățile industriale, agrozootehnice etc.

Rețeaua de canalizare cuprinde : colectoare principale și secundare, canale secundare, canale deversoare, canale de racord și construcții auxiliare. Rețeaua de canalizare

a unui centru populat sau a unei unităţi se clasifică, în raport cu clădirile, în reţea interioară şi reţea exterioară. Reţeaua interioară evacuează apele de canalizare din clădiri, iar reţeaua exterioară evacuează apele din teritoriile centrelor populate şi ale diferitelor unităţi racordate.

Reţeaua interioară se construieşte în sistem separativ şi evacuează separat apele uzate menajere, apele uzate industriale şi apele meteorice.

Apele uzate menajere se colectează din locul de formare prin recipienţi; apoi sînt conduse prin conducte de legătură, coloane şi conducte orizontale pînă la căminul de

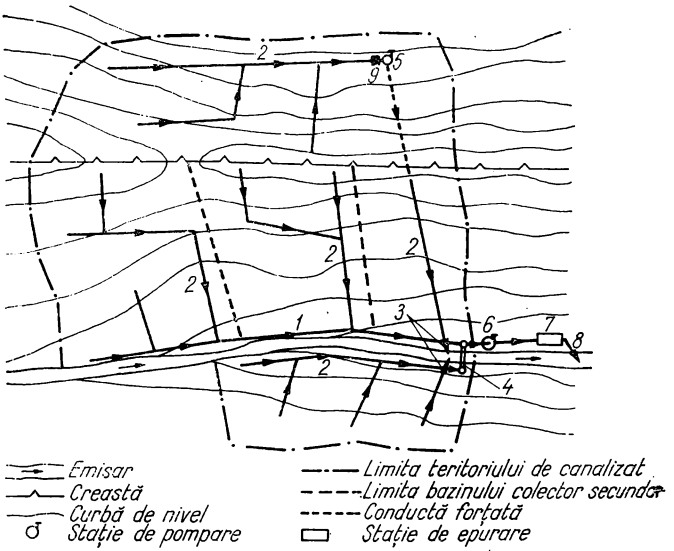



Fig. XXV.1. Schema generală de canalizare în sistem unitar:
*1* — colector principal; *2* — idem, secundar; *3* — deversor; *4* — sifonare; *5* — staţie de pompare locală; *6* — idem, generală; *7* — staţie de epurare; *8* — gură de descărcare; *9* — bazin de retenţie.

racord. Apele meteorice se colectează de pe terase şi acoperişuri şi se scurg prin coloane şi conducte de legătură, în căminul de racord. Recipienţii pentru ape uzate şi pentru apele meteorice colectate de pe spaţiile circulabile se echipează cu închideri hidraulice care opresc ieşirea gazelor din canalizare.

Apele uzate industriale se colectează prin recipienţi apoi prin una sau prin mai multe reţele de canalizare exterioară. La stabilirea schemei de canalizare se are în vedere: valorificarea substanţelor din apele uzate, tratarea în comun a apelor uzate

şi recircularea apelor convenţional curate. Evacuarea apelor uzate se poate face, de preferinţă, în reţeaua de canalizare publică (eventual după o preepurare) sau în emisar, prin intermediul unei staţii de epurare.

Canalele colectoare principale şi secundare canalizează porţiuni mari (eventual întregul), sau mici din teritoriu ce se canalizează ; primeşte de la mai multe colectoare

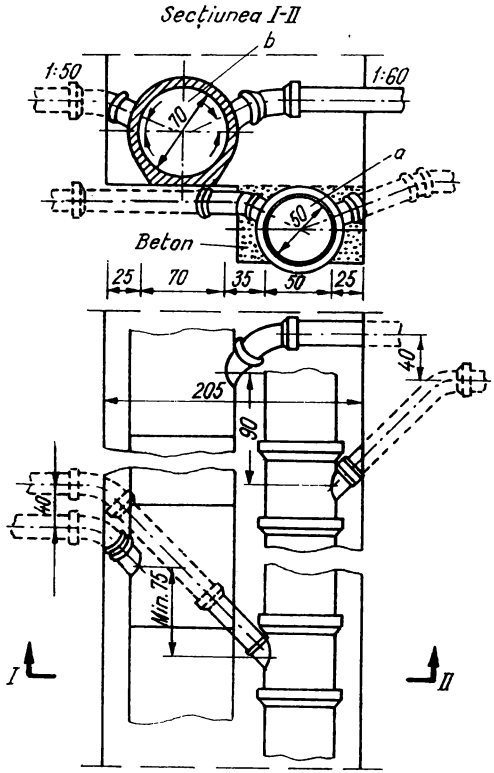



Fig. XXV.2. Racorduri în sistemul separativ (după Geissler).

secundare, ape pe care le transportă pînă la staţia de epurare. De la ultimul racord de canal, pînă la staţia de epurare ia denumirea de colector de evacuare. Colectorul principal se amplasează în partea cea mai de jos a teritoriului.

Canalele secundare colectează apele de canalizare de la canalele de racord şi se amplasează paralel cu axul străzilor şi mai sus decît colectoarele secundare (fig. XXV.2).

Canalele deversoare descarcă o parte din apele din colectoare în emisar după o anumită diluţie cu ape meteorice ; se utilizează în general în sistemul unitar.

Construcţiile auxiliare şi speciale au scopul să asigure continuitatea canalelor, să creeze condiţii bune de scurgere din punct de vedere hidraulic şi condiţii pentru întreţinerea şi exploatarea tehnică a reţelei de canalizare.

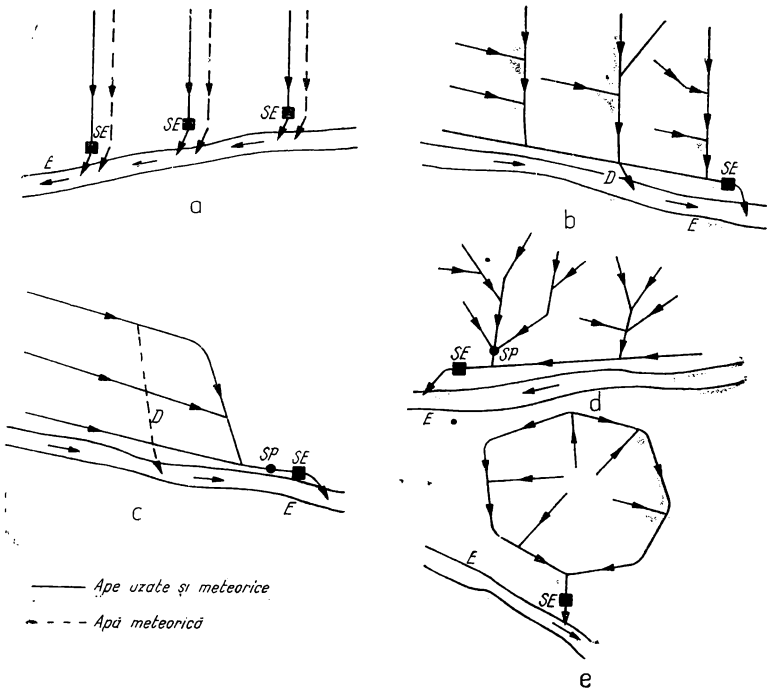



Fig. XXV.3. Dispoziţii de scheme de canalizări :
*a* — perpendiculară directă; *b* — perpendiculară indirectă; *c* — longitudinală (etajată); *d* — ramificată; *e* — radială; *D* — deversor; *SP* — staţie de pompare; *E* — emisar; *SE* — staţie de epurare.

Punctele obligate sînt elementele naturale (văi, dealuri, lacuri, rîuri etc.) sau construcţii care, datorită poziţiei lor în plan sau în relief, impun anumite servituţi pentru schema de canalizare.

Staţiile de pompare şi conductele de refulare pompează şi transportă apele de canalizare pînă la canalele cu scurgere gravitaţională.

La stabilirea schemei de canalizare trebuie să se aibă în vedere şi următoarele criterii :

— schema rețelei să dea posibilitatea adaptării la dezvoltarea centrului populat conform etapelor prevăzute în schița de sistematizare și să se asigure funcționarea normală hidraulică a rețelei de la prima etapă;

— schema de canalizare să cuprindă întreg teritoriul de canalizat, examinîndu-se și posibilitățile canalizării unor centre populate sau unități din apropiere;

— lungimea rețelei de canalizare să fie cît mai mică;

— necesitatea pompării să rezulte dintr-un calcul tehnico-economic, între așezarea colectoarelor la adîncime mai mare cu scurgerea sub gravitație sau pozarea lor la adîncime mai mică și pompare;

— construcțiile de canalizare trebuie să fie etanșe;

— să se evite trecerea canalelor colectoare prin terenuri slabe, prin terenuri cu apă abundentă subterană, rîpe etc.

Rețeaua de canalizare este de obicei ramificată; inelară se face numai în cazul în care se impune o deosebită siguranță în funcționare.

Rețelele de canalizare se construiesc, în limita centrului populat, din canale închise subterane. Canalele deschise sînt admise numai în afara limitei centrului populat, pentru ape meteorice, ape convențional curate și ape uzate epurate.

În general, pentru regiuni seismice nu se iau măsuri speciale, în afara cazurilor de canalizări din apropierea unor clădiri industriale și social-culturale de o deosebită importanță.

*Dispoziția rețelei de canalizare* în planul orizontal și vertical depinde de mulți factori, dintre care principalii sînt: configurația și mărimea teritoriului de canalizat, amplasamentul și caracteristicile emisarului și amplasamentele stațiilor de pompare și de epurare.

Practica a confirmat mai multe dispoziții de scheme de rețea care se pot adapta la teren: *perpendicular direct* (fig. XXV.3, *a*); *perpendicular indirect* (fig. XXV.3, *b*); *dispoziția longitudinală* sau *în etaje* (fig. XXV.3, *c*); *dispoziție ramificată* (fig. XXV.3, *d*) și *dispoziția radială* (fig. XXV.3, *e*).

Pe teritoriile mari se folosesc uneori mai multe dispoziții în plan ale rețelelor de canalizare.

La amplasarea rețelelor de canalizare este necesar să se respecte următoarele reguli:

— rețelele de canalizare se amplasează în afara părții carosabile; cînd aceasta nu este posibil, se vor amplasa sub partea carosabilă numai acelea care au scurgerea sub gravitație și numai în cazuri extreme se vor poza cele sub presiune (fig. XXV.4);

— traseul canalelor va fi paralel cu axul drumurilor sau al frontului clădirilor, evitîndu-se cotiturile de prisos și, pe cît posibil, întretăierea cu diferite obstacole (rîuri, căi ferate etc.);

— la lățimi de ampriză de drumuri mai mari decît 30 m se va analiza din punct de vedere tehnico-economic, în raport cu numărul branșamentelor al conductelor subterane, al liniilor de tramvai, spații verzi, amplasarea a două canale pe ambele părți ale străzilor;

— rețelele de canalizare trebuie să se amplaseze coordonat cu celelalte rețele și construcții (tabelul XXV.2).

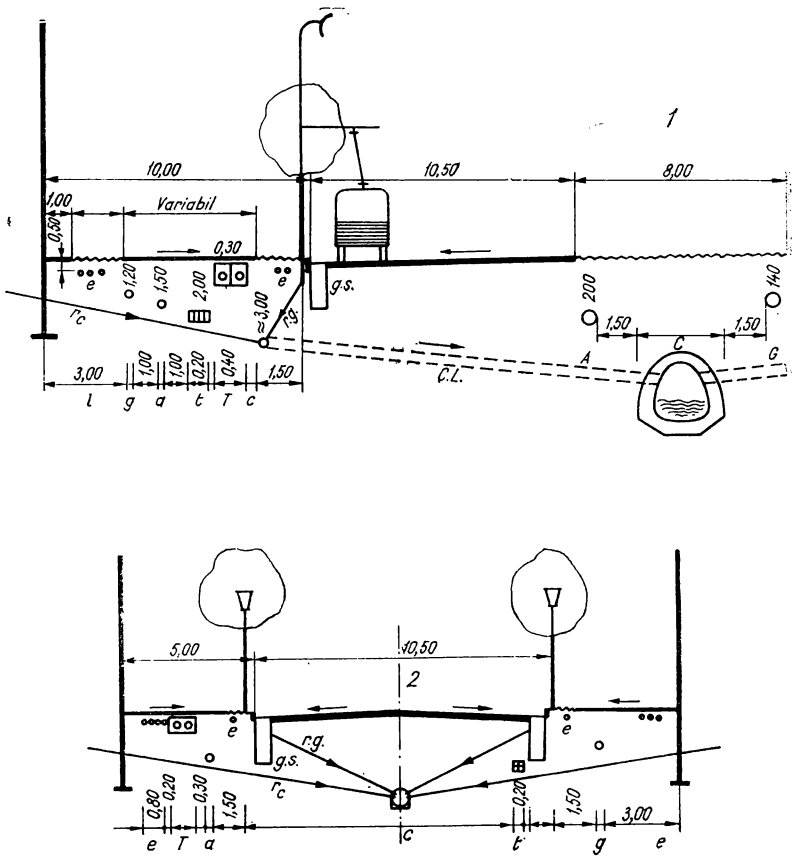



Fig. XXV.4. Amplasarea canalelor în corpul străzilor coordonat cu alte lucrări edilitare :

*1* — profil cu colector și canale de serviciu în afara părții carosabile; *2* — profil cu canal de serviciu în partea carosabilă; *C* — colector; *c* — canale de serviciu; *r.c.* — racord la construcție; *r.g.* — racord la gura de scurgere; *C.L.* — canal de legătură; *A* — arteră de apă; *G* — conductă principală de gaze; *a* — conductă de serviciu apă; *l* — lumină; *g* — conductă de serviciu gaze; *T* — termoficare (încălzire); *t* — telefoane; *g.s.* — gură de scurgere; *e* — energie electrică.

Tabelul XXV. 2

**Distanțe minime[1] între canale și alte lucrări edilitare**

| Nr. crt. | Canalul față de: | Distanța[2] m |
|---|---|---|
| 1 | Fundații de clădiri și stîlpi | 2,00[3] |
| 2 | Axul șirurilor de copaci | 1,50 |
| 3 | Bordură de trotuar | 2,00 |
| 4 | Conducte de apă: | |
| | — potabilă[5] | 3,00 |
| | — industrială | 0,80 |
| 5 | Conducte de gaze: | |
| | — joasă presiune | 1,50 |
| | — redusă presiune | 2,00 |
| | — medie presiune | 3,00 |
| 6 | Telecomunicații | 0,60 |
| 7 | Cabluri electrice | 0,60 |
| 8 | Șină de tramvai | 2,00 |
| 9 | Șină de cale ferată[4] | — |
| 10 | Canale | 0,60 |

1) Distanțele se consideră între fețele exterioare ale conductelor sau construcțiilor.
2) Pentru cazuri speciale se va ține seama de normativele proprii ale rețelelor.
3) În pămînturi macroporice sensibile la înmuiere după Normativul C,S,C.A,S, C.7–67.
4) Se stabilește de comun acord cu organele C F.
5) Canalul se pozează sub condnctele de apă potabilă.

## 2.2. SISTEME DE CANALIZARE

Prin sisteme de canalizare se înțelege totalitatea obiectelor care, după un anumit procedeu colectează și transportă apele de canalizare în mod organizat.

În prezent sînt folosite trei sisteme de canalizare; sistemul unitar, separativ și mixt.

*Sistemul unitar* (v. fig. XXV.1) constă dintr-o rețea de canalizare subterană prin care se evacuează toate apele de canalizare.

Rețeaua de canalizare în sistemul unitar are două regimuri de scurgere: în timp uscat și în timp de ploaie. Pantele rețelei trebuie să fie astfel încît la un anumit grad de umplere cu ape uzate să realizeze viteza de autocurățire a canalelor, iar la umplere totală, în timp de ploaie, să nu depășească viteza de eroziune. Determinante pentru secțiunile transversale ale canalelor sînt debitele de calcul ale apelor de ploaie care sînt mult mai mari decît debitele apelor uzate.

Pentru folosirea eficientă a secțiunii canalelor, pe de o parte se caută să se evacueze prin canalizarea unitară toate impuritățile și deșeurile ce se pot transporta de apă,

iar pe de altă parte să se facă deversări de ape de ploaie în emisar după un anumit grad de diluare al apelor uzate ce se stabileşte pe baza menţinerii salubrităţii bazinului de apă, în condiţiile cerute de STAS E 4706-66.

Acest sistem necesită o suprafaţă mai mică în corpul străzilor şi permite o intersecţie mai lesnicioasă cu alte reţele subterane.

*Sistemul separativ* (fig. XXV.5) constă din două sau mai multe reţele de canalizare; pentru centrele populate sînt suficiente două reţele (una pentru ape uzate şi una pentru ape meteorice) în timp ce pentru unităţi industriale pot fi necesare mai multe reţele separate (ape uzate menajere, ape uzate industriale, ape meteorice şi ape cu conţinut special : fenoli, acizi, grăsimi etc.).

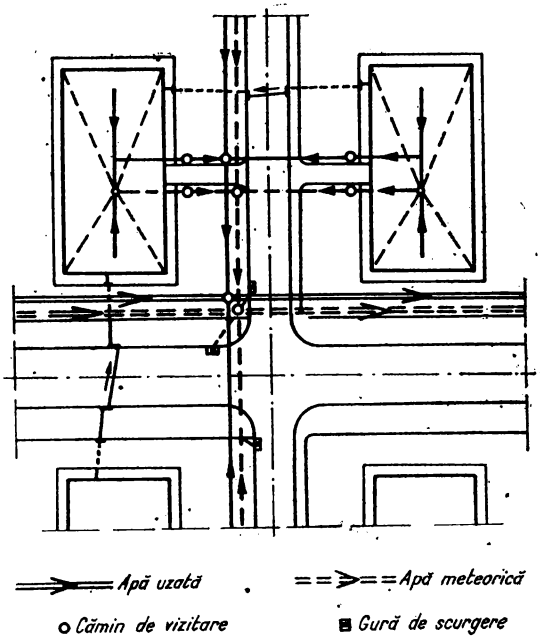



Fig. XXV.5. Canalizare în sistem separativ.

În sistemul separativ apele uzate se scurg întotdeauna printr-o reţea de canale subterane, iar apele meteorice şi convenţional curate pot să se scurgă la suprafaţă (în localităţile mici prin rigole şi şanţuri).

Reţelele de canale ale sistemului separativ necesită pante suficient de mari pentru a asigura în reţeaua de ape uzate viteza de autocurăţire şi pentru a realiza secţiuni economice în reţeaua de ape meteorice; adîncimea canalelor de ape uzate este mai mare decît a celor de ploaie (v. fig. XXV.2).

Unii autori [20] au propus un sistem separativ îmbunătățit realizat prin legarea celor două rețele, astfel ca o parte din apele meteorice (pînă la 60%) să se scurgă prin canalizarea de ape uzate ; practica însă nu a extins acest procedeu.

*Sistemul mixt* constă din combinarea sistemului unitar cu cel separativ după condițiile locale. Sistemul separativ se aplică pe suprafețele de teritoriu cu declivități mari, iar cel unitar pe suprafețele cu pantă mică și în apropierea emisarului. Se utilizează la orașele mari și în canalizare regională.

Comparația între sistemul unitar și separativ se face din punct de vedere sanitar, tehnic și economic [31].

Din punct de vedere *sanitar*, sistemul unitar este cel mai bun, căci toate apele de canalizare, în afara celor ce se varsă în emisar, trec prin stația de epurare fără să fie posibilă o infectare a mediului și a apelor emisarului.

Din punct de vedere *tehnic*, sistemul unitar prezintă avantajul că o singură rețea ocupă o suprafață mai mică în corpul străzilor și intersecția cu alte conducte subterane se rezolvă mai lesnicios. Curgerea apelor în canalizare, în sistemul divizor se face în condiții hidraulice mai bune, întrucît gradul de umplere al canalelor de ape uzate variază în limite mai strînse.

O singură rețea de dimensiuni mai mari, ca la sistemul unitar, prezintă dificultăți tehnice de execuție mai mici decît la două rețele.

Din punct de vedere *economic*, sistemul unitar, în anumite condiții (pante favorabile scurgerii sub gravitație, vecinătatea emisarului etc.), este avantajos față de sistemul separativ, întrucît lungimea rețelei este cu 30—40% mai mică, iar secțiunile transversale ale canalelor sînt puțin mărite față de canalele de ape meteorice în timp ce gabaritele stațiilor de pompare sînt numai cu puțin mai mari decît la sistemul separativ, iar la stațiile de epurare numai anumite construcții sînt mai mari (deversor, grătare, deznisipatoare). La orașe cu populație cuprinsă între 50 000 și 200 000 și mai mici, în condiții locale avantajoase, investițiile și costurile de exploatare pot fi cu 20—40% mai mici [20]. Prezintă însă și dezavantaje economice prin faptul că realizarea construcțiilor trebuie făcută într-o singură etapă, în timp ce pentru localități mici se poate realiza în sistem separativ, mai întîi rețeaua de ape uzate și ulterior aceea pentru ape meteorice.

Sistemul separativ, în cazul pantelor suficiente ale teritoriului și pentru orașe mici este, în general, avantajos față de sistemul unitar. Avantajele economice se măresc în cazul în care apele meteorice se scurg la suprafață prin rigole și șanțuri.

*Alegerea sistemului de canalizare* depinde de mai mulți factori, dintre care principalii sînt : mărimea și importanța obiectului de canalizat, relieful teritoriului, caracteristicile emisarului, calitatea și cantitatea apelor de canalizare.

În general, sistemul unitar rezultă avantajos pentru localitățile mari de șes, iar sistemul separativ, în localitățile mari și cu relief pronunțat. STAS 1481-67 admite adoptarea sistemului separativ, cu prioritate, la localitățile sub 5 000 locuitori, cel puțin ca primă etapă a canalizărilor.

## 3. DETERMINAREA CANTITĂȚILOR DE APE DE CANALIZARE

Cantitățile de apă de canalizare dimensionează rețeaua de canalizare și a stației de epurare și este important ca debitele de apă să se stabilească cît mai exact.

## 3.1. DETERMINAREA CANTITĂȚILOR DE APE UZATE

Debitele de calcul ale apelor uzate menajere se consideră că sînt egale cu ale apelor distribuite. Nu se iau în considerație pierderile de apă ale sistemului de alimentare cu ape și nici consumul de apă pentru combaterea incendiilor; consumul de apă (propriu) al sistemelor de alimentare cu apă se va considera numai pentru secțiunile de control, în care poate interveni.

Numărul viitor (de perspectivă) al populației pentru proiectele de canalizare se consideră, pentru o perioadă de 25 de ani.

Ținînd seama de elementele evidențiate în schița de sistematizare (suprafața teritoriului, densitățile brute ale populației, consumurile de apă etc.), debitele de ape uzate menajere se pot calcula cu formula:

$$Q_{max} = 0{,}0000116 \Sigma DA\, qk_{zi}\, k_0 \ \text{[l/s]}, \qquad \text{(XXV.1)}$$

în care: $D$ este densitatea brută a locuitorilor, în locuitori pe hectar;

$A$ — suprafața bazinului de canalizat, în ha;

$q$ — norma de consum, în l/om·zi medie;

$k_{zi}$, $k_0$ — coeficienții de variație din STAS 1343-66 care țin seama de variațiile zilnice și orare ale consumului (fig. XXV.6).

Expresia $q_u = 0{,}0000116 \Sigma Dqk_0\, k_{zi}$ se poate numi debit specific de ape uzate și se exprimă de obicei în l/s · ha.

Pentru diferite densități brute ale populației și pentru norma medie de consum s-au calculat în tabelul XXV.3, debitele specifice pentru ape uzate provenite de la centrele populate.

*Tabelul XXV.3*

**Debitele specifice $q_u$, în l/s · ha pentru calculul debitelor de ape uzate ale centrelor populate**

| Densitatea brută, loc/ha | Categoriile zonelor de locuință și normele lor de consum, l/om·zi medie | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | l/loc·zi medie | | | | |
| | I | II | III | IV | V |
| | 435 | 385 | 285 | 235 | 145 |
| 400 | 3,11 | 2,75 | 2,32 | 2,32 | — |
| 350 | 2,76 | 2,46 | 2,02 | 2,02 | — |
| 300 | 2,40 | 2,06 | 1,73 | 1,73 | — |
| 250 | 1,94 | 1,72 | 1,45 | 1,45 | 1,08 |

I — apă caldă centrală 75—100%;
II — apă caldă centrală 50—70%;
III — apă caldă centrală 30%;
IV — fără încălzire centrală;
V — construcții rurale.

Debitele de ape uzate menajere din cuartale (microraioane) se stabilesc în mod analitic. Valoarea normelor de consum şi coeficienţii de neuniformitate se iau din tabelul XXV.3 (STAS 1343-66).

Debitele de ape uzate menajere din industrii provin de la utilizarea apei pentru nevoile igienico-sanitare ale salariaţilor, de la nevoi social-culturale etc.; acestea se calculează cu relaţia (XXV.2):

$$q_{max} = \frac{25\ N_{n_1} + 30\ N_{n_2}}{3600\ T} 1{,}30\ [l/s], \qquad (XXV.2)$$

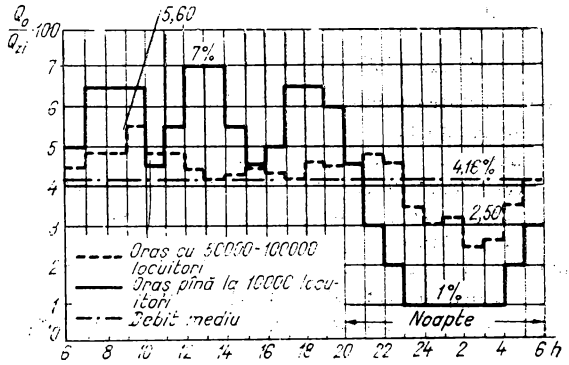



Fig. XXV.6. Variaţiile orare ale debitului de ape uzate.

în care: $N_{n_1}$ este numărul maxim de lucrători într-un schimb din ateliere reci (cu norma de 25 l/om);

$N_{n_2}$ — idem, în ateliere calde cu norma de 35 l/om;

$T$ — numărul orelor de lucru în schimbul maxim.

Pentru duşuri se foloseşte relaţia:

$$Q_{max} = \frac{40\ N_{n_3} + 60\ N_{n_4}}{45 \times 60} 1{,}2\ [l/s], \qquad (XXV.3)$$

în care: $N_{n_3}$ este numărul muncitorilor din ateliere reci ce folosesc duşuri cu norma de 40 l/om·zi;

$N_{n_4}$ — idem, din ateliere calde cu norma de 60 l/om·zi.

Debitul de ape uzate industriale depinde de felul producţiei, procesul tehnologic, capacitatea întreprinderii, normele consumului de apă pentru o unitate de producţie prelucrată şi de sistemul de alimentare cu apă.

Debitul de apă uzată industrială se stabilește cu formula :

$$Q_{max} = \frac{n\ M}{3\,600\ T} K_0, \qquad \text{(XXV.4)}$$

în care : $n$ este norma de apă, în $m^3/t$ ;
$M$ — valoarea producției, în t.
$K_0$ — coeficient de variație.

Normele consumului de apă industrială în producție pot fi diferite în funcție de : felul producției, procesul tehnologic, dacă apa se recirculă sau nu etc. În general, se folosesc două feluri de norme : norme globale și norme detaliate.

În raport cu felul producției și cu procesul tehnologic, debitele de ape uzate variază zilnic, orar și sezonier. În calculul debitului de ape uzate industriale se ține seama de simultaneitatea debitelor de la diferite ateliere și de eventuala producere a unor evacuări bruște, în „șocuri".

Apele uzate de la unități agrozootehnice provin din folosirea apei la diferite nevoi de producție, nevoi igienico-sanitare ale lucrătorilor și nevoi social-administrative. Debitele de calcul se stabilesc cu formule analoge cu formulele (XXV.1), (XXV.2) și (XXV.3).

## 3.2. DETERMINAREA CANTITĂȚILOR DE APE METEORICE

Debitele de ape meteorice, utilizate în calculul canalizărilor, se consideră că provin din apele de ploaie. Ploile torențiale dau debitele cele mai mari.

Elementele principale ale ploilor sînt : durata, intensitatea și frecvența.

*Durata* ploii se dă în minute. Cu cît intensitatea unei ploi este mai mare, cu atît durata este mai mică și invers.

*Intensitatea* unei ploi se calculează cu formula :

$$i = \frac{h}{t}\ [\text{mm/min}], \qquad \text{(XXV.5)}$$

în care : $h$ este înălțimea de apă, în mm ;
$t$ — durata ploii, în min.

Intensitatea exprimată în cantități de apă pe hectar este dată de relația :

$$i = 166{,}7\,\frac{h}{t}\ [\text{l/s} \cdot \text{ha}]. \qquad \text{(XXV.6)}$$

Figura XXV.7 reprezintă o pluviogramă a unei ploi torențiale de înălțime 8 mm și durată 110 min.

Se consideră ploi torențiale acele care pentru anumite durate dau intensități mai mari ca acele trecute în tabelul XXV.4.

*Frecvența* unei ploi de intensitate și durată date înseamă numărul ploilor de durată $t$ a căror intensitate este egală sau depășește, în cursul unui an, intensitatea $i$ a ploii considerate. Ploile cu intensități mai mari se repetă mai rar, iar cele cu intensități mai mici se repetă mai des. Frecvența trebuie înțeleasă ca o caracteristică medie, pe un șir mai lung de ani.

La calculul canalizărilor nu se iau în considerație ploile torențiale cu intensitățile cele mai mari, ci acelea cu intensități corespunzătoare unei anumite frecvențe normate.

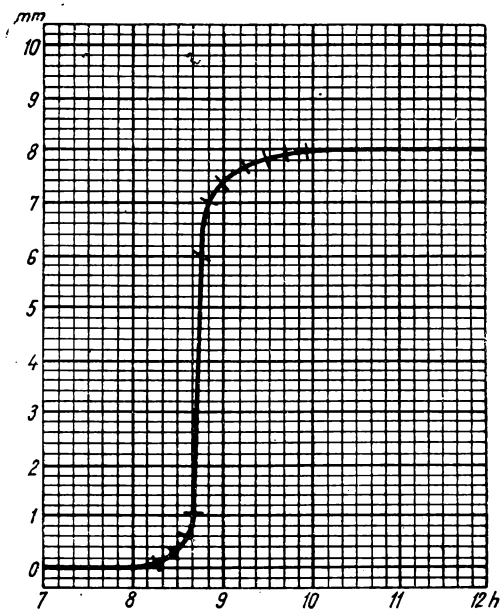



Fig. XXV.7. Pluviogramă.

*Tabelul XXV.4*

**Intensităţile minime ale ploilor torenţiale**

| Durata ploii min. | Intensitatea minimă[1] | |
|---|---|---|
| | mm/min | l/s·ha |
| 1— 5 | 1,0 | 166,7 |
| 6— 15 | 0,8 | 133,4 |
| 16— 30 | 0,6 | 100,0 |
| 31— 45 | 0,5 | 83,3 |
| 46— 60 | 0,4 | 66,7 |
| 61—120 | 0,3 | 50,0 |
| 121—180 | 0,2 | 33,3 |
| 180 | 0,1 | 16,7 |

[1] E. I. Berg stabileşte limite mai mici de intensitate minimă a ploilor torenţiale.

Pentru orașul București s-au calculat curbele de intensitate, pe o perioadă de 63 ani, pentru frecvențele $\frac{1}{5}$, $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{1}$ și $\frac{2}{1}$ (fig. XXV.8).

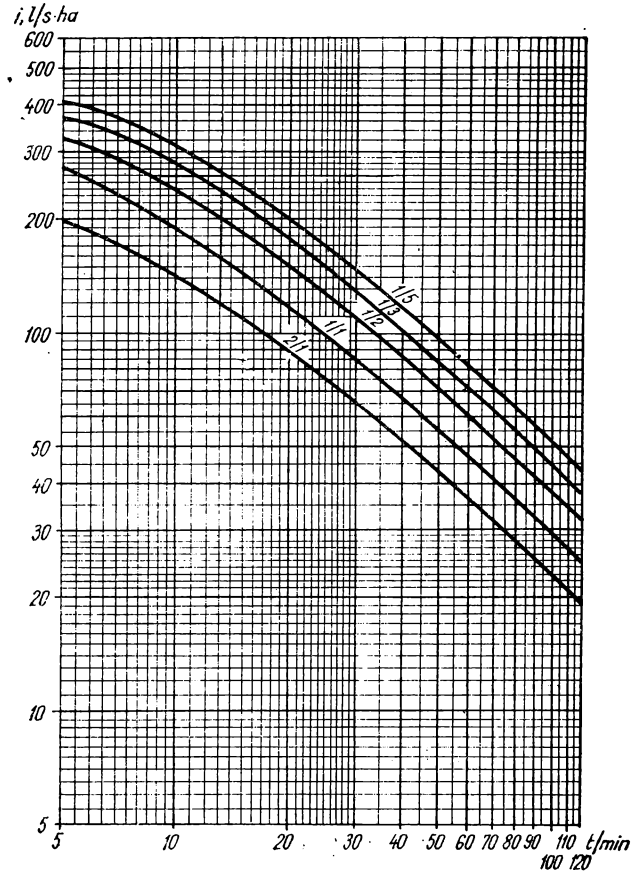



Fig. XXV.8. Diagrama intensității ploilor de calcul ale orașului București pentru frecvențele normate.

Întrucît nu se dispune, în toate regiunile țării, de date pluviografice pe perioada de minimum 15 ani, STAS 1846-65 prevede utilizarea curbelor stabilite pentru București, pentru toate localitățile pentru care nu există înregistrări pluviografice corespunzătoare.

Alegerea frecvenței normate depinde de importanța obiectivului pentru care se face canalizarea și de condițiile locale (intensitatea ploii, panta medie, mărimea suprafeței de canalizare și sistemul de canalizare).

Conform STAS 1846-65 frecvența normată în raport cu clasa de importanță se ia din tabelul XXV.5.

*Tabelul XXV.*

**Frecvențe normate**

| Clasa de importanță a obiectivului | Frecvența normată | |
|---|---|---|
| | Unitățile industriale (conform pct. 2–6 din STAS 4273-61) și productive de altă natură | Centre populate |
| I | 1/5 | — |
| II | 1/3–1/2 | 1/2–1/1 |
| III | 1/2–1/1 | 1/1–2/1 |
| IV | 1/1–2/1 | 2/1 |
| V | 2/1 | — |

*Observație*: Alegerea între cele două valori se face astfel:
— pentru industrii după efectele apelor meteorice asupra desfășurării procesului tehnologic și asupra produselor;
— pentru centre populate în funcție de mărimea centrului populat.

Pentru orașul București s-au ales următoarele frecvențe: în lunca rîului Dîmbovița 1/2, pe versanți 1/1. Pentru incintele industriilor republicane, în raport cu importanța lor, s-au considerat frecvențele 1/5...1/10.

În cazul în care o incintă, care se canalizează, are o frecvență mai mică decît cea generală a zonei, trebuie făcut un calcul tehnico-economic, considerînd fie o canalizare a incintei printr-un canal separat, fie canalizarea comună cu zona, prin luarea de măsuri speciale în incintă (bazine de retenție etc.), care să permită evacuarea apei la frecvența zonei canalizate.

În alte țări frecvențele se consideră astfel:
— În R. F. a Germaniei [20] pentru sistemul separativ se consideră frecvența 1/2 – 1/5, iar pentru sistemul unitar 1/1,5 – 1/1;
— În U.R.S.S. [45] pentru întreprinderile pînă la o suprafață de canalizat de 200 ha se consideră frecvențele date în tabelul XXV.6.

Debitele de apă de ploaie se determină cu următoarea formulă:

$$Q = m\Phi \; Si \; [l/s], \qquad (XXV.7)$$

în care: $i$ este intensitatea ploii de calcul, în l/s · ha;
$\Phi$ — coeficientul de scurgere;
$S$ — suprafața bazinului de canalizare [1], în ha;
$m$ — coeficientul de reducere a debitului ținînd seama de capacitatea de înmagazinare a canalelor.

[1] Prin bazin de canalizare se înțelege suprafața de pe care un canal își colectează apele.

*Tabelul XXV.6*

**Frecvențele de calcul pentru întreprinderile industriale cu o suprafață de pînă la 200 ha (U.R.S.S.)**

| Efectele umplerii rețelelor de canalizare cu ape pluviale pentru o perioadă scurtă de timp | Frecvența în cazul în care $i_{20}$ este de, în l/s. ha: | | |
|---|---|---|---|
| | 50–80 | 80–100 | peste 100 |
| Nu se întrerupe procesul tehnologic în cadrul întreprinderii | $\frac{4}{1} - \frac{2}{1}$ | $\frac{2}{1} - \frac{1}{2}$ | $\frac{1}{2} - \frac{1}{3}$ |
| Procesul tehnologic în cadrul întreprinderii se dereglează | $\frac{2}{1} - \frac{1}{1}$ | $\frac{1}{1} - \frac{1}{3}$ | $\frac{1}{2} - \frac{1}{5}$ |

*Observații*:

1) $i_{20}$ este intensitatea de calcul pentru durata de 20 min.

2) Cînd prin inundare se periclitează securitatea utilajului tehnologic, atunci, pe baza unui calcul tehnico-economic se pot adopta valori mai mari ca în tabelul XXV.6.

*Intensitatea* se stabilește în funcție de frecvența normată a ploii și cu durata ei, pe baza curbelor de intensitate a ploilor de egală frecvență. Din experiențele făcute a rezultat că debitul de apă maxim pentru un bazin regulat se produce într-o secțiune de control a canalizării, atunci cînd durata ploii este egală cu timpul de scurgere de la punctul cel mai îndepărtat de cădere a ploii pînă la secțiunea de control. Ploaia avînd această durată se numește ploaie de calcul, iar elementele ei se numesc durata și intensitatea ploii de calcul. Pentru obținerea intensității este necesar să cunoaștem timpul de scurgere.

*Timpul de scurgere* se calculează cu următoara relație:

$$t = t_{cs} + \frac{l}{v} \text{ [min]}, \qquad \text{(XXV.8)}$$

în care: $t_{cs}$ este timpul de concentrare superficială, în min;

$l$ — lungimea canalului de la punctul cel mai depărtat și pînă la secțiunea de control, în m;

$v$ — viteza medie în canal, în m/min.

Timpul de concentrare superficială depinde de distanța cea mai mare de la locul unde cade picătura de ploaie pînă la gura de scurgere, de panta terenului, de natura îmbrăcămințiii etc.; dacă nu s-au făcut determinări speciale se consideră în calcul următoarele valori:

5 min pentru terenuri cu panta generală $> 0{,}005$;

10 min pentru terenuri cu panta generală $0{,}002 - 0{,}005$;

15 min pentru terenuri cu panta generală $< 0{,}002$.

*Coeficientul de scurgere* se exprimă prin raportul între cantitatea de apă ce se colectează prin canalizare și cantitatea de apă din precipitații căzută în bazinul de canalizare respectiv.

În calculul debitului de canalizare se utilizează coeficientul de scurgere mediu, care se calculează prin alegerea de zone caracteristice situate în cuprinsul bazinului de canalizat sau a incintelor diferitelor unități (suprafețe clădite, pavaje, spații verzi etc.) și coeficienții parțiali care se iau din tabelul XXV. 7:

$$\Phi_{med} = \frac{s_1 \Phi_1 + s_2 \Phi_2 + \ldots + s_i \Phi_i}{s_1 + s_2 + \ldots + s_i}, \qquad \text{(XXV.9)}$$

în care: $\Phi_1$, $\Phi_2$, ..., $\Phi_i$ sînt coeficienți de scurgere parțiali;

$s_1$, $s_2$, ..., $s_i$ — suprafețele caracteristice ale bazinului, în ha.

*Tabelul XXV.7*

**Coeficienții de scurgere conform STAS 1846-65**

| Felul de amenajare al suprafețelor | $\Phi$ |
|---|---|
| Învelitori metalice, de ardezie, țigle, sticlă | 0,95 |
| Terase asfaltate | 0,85—0,90 |
| Pavaje de asfalt, din piatră sau alte materiale cu rosturi umplute cu mastic | 0,80—0,85 |
| Pavaje de piatră cu rosturi umplute cu nisip | 0,60—0,70 |
| Drumuri de piatră spartă (macadam) | 0,25—0,50 |
| Drumuri împietruite | 0,15—0,30 |
| Incinte și curți nepavate, neînerbate | 0,15—0,25 |
| Terenuri de sport amenajate, scuaruri și grădini | 0,10—0,20 |
| Terenuri agricole | 0,05—0,15 |
| Parcuri și suprafețe împădurite | 0,05—0,10 |

*Observații*: 1) Limitele superioare ale coeficienților se vor lua pentru pante mari și climă umedă.

2) La canalizarea unor localități sau la cele cu o canalizare existentă se va calcula coeficientul de scurgere pentru diferitele etape viitoare de realizare ale obiectivului; coeficienții vor fi luați în considerație la elaborarea diferitelor etape ale canalizării și stațiilor de epurare.

În alte țări, pentru obținerea unei valori cît mai apropiate de realitate a coeficientului de scurgere, la stabilirea lui se ține seama de intensitatea și durata ploii. În normele sovietice [45] coeficientul de scurgere este dat de relația:

$$\Phi = Z_{med}\, q^{0,2 f 0,1}, \qquad \text{(XXV.10)}$$

în care : $q$ este intensitatea ploii, în l/s · ha ;

$t$ — durata ploii, în min ;

$Z_{med}$ — coeficientul mediu al suprafeței bazinului de canalizat.

Pentru studiul tehnico-economic al canalizării generale a orașului București s-au calculat următorii coeficienți medii de scurgere :

- zone de locuințe dens construite 0,50;
- zone de locuințe în microraioane 0,42;
- zone industriale 0,40;
- zone plantate 0,10;
- Institutul Politehnic București 0,30.

Coeficientul de scurgere se poate da și în funcție de densitatea locuitorilor la hectar (tabelul XXV.8).

*Tabelul XXV. 8*

**Coeficienții de scurgere în raport cu densitatea zonelor locuite**

| Clasa | Densitatea loc/ha | Felul construcțiilor | $\Phi_i$ |
|---|---|---|---|
| I | 350 | Foarte dens | 0,80 |
| II | 250 | Dens | 0,60 |
| III | 150 | Clădiri închise | 0,40 |
| IV | 100 | Clădiri depărtate | 0,25 |
| V | 0 | Neconstruite | 0,05 |

*Observații.* Clasa I — clădiri cu 4 etaje, curți mici.
Clasa II — clădiri cu 3 etaje, curți mari, spații verzi.
Clasa III — clădiri cu 1—2 etaje, case de locuit, grădini.
Clasa IV — clădiri cu 1—2 etaje, case în comun, păduri mari.
Clasa V — spații verzi, terenuri de sport.

*Mărimea și forma bazinului de canalizat* au o influență mare asupra determinării debitelor de ape meteorice. Stabilirea mărimii bazinului de canalizat rezultă din fig. XXV.9.

Influența formei bazinului rezultă din următoarele :

— la bazine de canalizare regulate, unde debitul crește pe măsura măririi suprafeței, debitul maxim se găsește considerînd suprafața totală a bazinului de canalizat pînă la secțiunea de control ;

— la bazine de forme neregulate (fig. XXV.10, *a*) debitul maxim nu este în secțiunea $A$, ci în $A'$, pentru o suprafață mai mică decît suprafața totală a bazinului, întrucît intensitatea este mai mare și produsul intensitate-suprafață este mai mare, ca în cazul considerării întregului bazin.

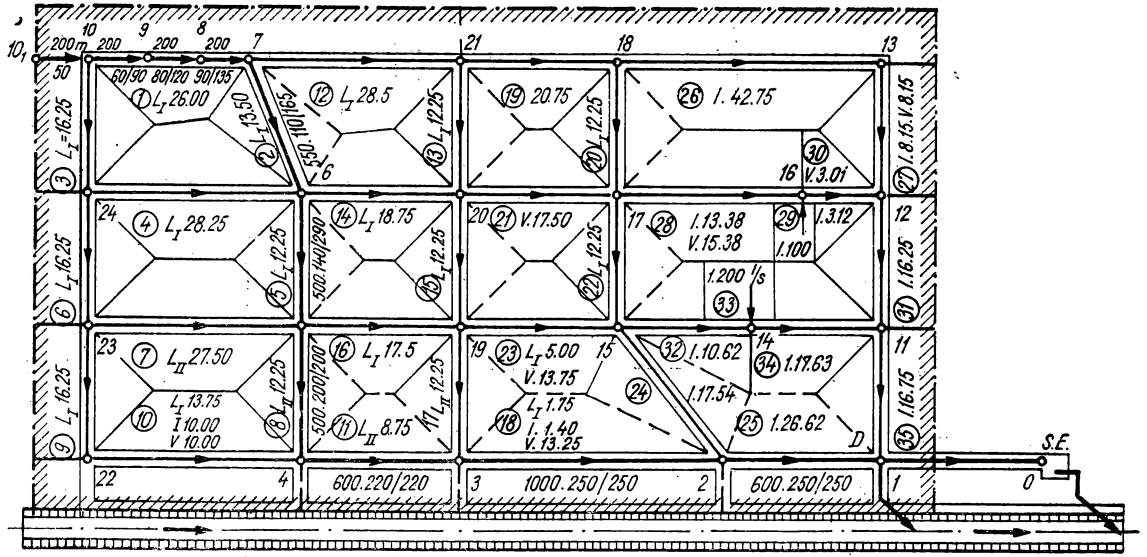



Fig. XXV.9. Schemă pentru dimensionarea reţelei de canalizare :

$12L_I28.5$ este numărul bazinului, zonă locuinţe, suprafaţa bazinului, în ha; $I$ — zonă industrială; $V$ — zonă verde; $D$ — deversor; $SE$ — staţie de epurare.

Analog, în fig. XXV. 10, *b* debitul cel mai mare este în *A*, considerînd un bazin mai mic ca întregul bazin (în cazul figurii, limitat la *A'*). De aceea, este necesar ca în cazul cînd forma bazinului este neregulată, cu lărgimi variabile și a căror pante și coeficienți de scurgere variază simțitor, să se studieze influența modificatoare a acestora asupra debitului.

*Capacitatea de înmagazinare a canalelor* așa cum s-a dovedit de diferiți autori [14 și 24] are ca rezultat micșorarea debitului de apă de ploaie.

Conform STAS 1846-65, în funcție de poziția și de lungimea canalului se aplică un coeficient *m* care are valori în funcție de durata de curgere :

*pentru* $t \leqslant 40$ min, $m = 0{,}8$ ;
pentru $t \geqslant 40$ min, $m = 0{,}9$.

În normele sovietice [45] se calculează timpul de curgere cu formula : $t = m \Sigma \frac{l}{v}$ ,în care $m = 2$.

În cazul în care pantele localităților sînt peste 0,01, se admite micșorarea coeficientului *m* pînă la 1,2 pe baza unei motivări corespunzătoare.

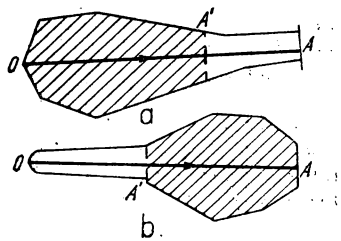



Fig. XXV.10. Bazine de canalizare neregulate.

## 3.3. DETERMINAREA CANTITĂȚILOR DE APE SUBTERANE INFILTRATE ÎN REȚEAUA DE CANALIZARE

În rețeaua de canalizare pot curge ape subterane, provenite din lucrările de drenaj organizate, fie prin neetanșeitățile de la rosturile tuburilor prefabricate, atunci cînd canalizarea funcționează sub nivelul apei subterane. În primul caz, debitul ce se consideră în calcul, este cel rezultat din calculul drenajului ; în al doilea caz, pentru secțiunile de canalizare pînă la diametrul de 500 mm, cînd nivelul apei subterane se găsește deasupra acestei canalizări cu circa 80 cm, se consideră un debit de infiltrație de 1 l/s · km.

După K. Imhoff, în rețeaua de canalizare de ape uzate, în sistem separativ, se consideră debitul de ape subterane și meteorice, egal cu cel al apelor uzate, iar după alți autori [23] debitul provenit din ape subterane se ia diferit după calitatea tuburilor și a modului de îmbinare de la 2 pînă la 10 l/s · km.

## 3.4. DEBITELE DE CALCUL PENTRU REȚELELE DE CANALIZARE

Debitele de calcul ale rețelelor de canalizare sînt diferite după sistemul rețelei : separativ sau unitar.

*La sistemul separativ*, pentru rețeaua de ape uzate, debitul de calcul, care dimensionează canalele este debitul orar al apelor uzate $Q_{max}$. Se calculează cu formula (XXV.1), ținîndu-se seama de simultaneitate. Debitul de calcul al unui tronson din rețea se compune din debitul de tranzit, debitul propriu al tronsonului de canal și debitele concentrate. În mod acoperitor se consideră că primele două debite intră prin capătul amonte al tronsonului.

Debitele se stabilesc astfel : pe planul de sistematizare al teritoriului sau al unităţilor care cuprinde zone caracteristice cu curbe de nivel, se trasează reţeaua de canale de ape uzate, se limitează bazinele canalelor de serviciu, canalelor colectoare, se numerotează şi se măsoară lungimile tronsoanelor şi suprafeţelor bazinelor. Se fixează debitele concentrate de ape uzate (pentru centre populate, ale clădirilor publice sau unităţilor care au un debit mai mare de 10 l/s). Se calculează cu una din formule (XXV.2) sau (XXV.3), debitul maxim orar, în tronsoanele reţelei de canalizare, începînd din amonte spre aval. Debitele se cumulează pe măsura creşterii bazinului de canalizat ; calculul se sistematizează într-un tabel.

Debitele de calcul pentru reţeaua de ape meteorice sînt date de formula (XXV.7), succesiunea calculului fiind următoarea : pe aceleaşi planuri pe care s-a trasat reţeaua de canale de ape uzate se trasează şi reţeaua de ape meteorice, se numerotează nodurile şi se măsoară lungimile tronsoanelor. Se calculează coeficienţii de scurgere, apoi intensitatea de calcul pentru fiecare tronson ; începînd din capătul amonte al reţelei se calculează timpul de scurgere, considerînd o viteză iniţială de 40—60 m/min. Din curbele de intensitate de egală frecvenţă, pentru frecvenţa stabilită dinainte şi timpul de curgere respectiv, se găseşte intensitatea de calcul.

Se stabileşte valoarea coeficientului $m$ în raport cu timpul de scurgere pînă în secţiunea de control considerată, şi se calculează debitul, secţiunea şi viteza de scurgere corespunzătoare. În cazul în care viteza găsită diferă cu $\pm$ 20% de viteza iniţial aleasă, se reface calculul considerînd viteza nou găsită. Pentru tronsonul următor, pentru determinarea intensităţii de calcul se porneşte cu viteza din secţiunea verificată.

Pentru canalul colector principal, pentru porţiuni în care au loc joncţiuni de canale secundare, debitul maxim se obţine astfel : se însumează produsele dintre suprafeţele bazinelor de canalizare ale tuturor canalelor din amonte de secţiunea considerată, cu coeficienţii de scurgere respectivă ; această sumă se multiplică cu intensitatea ploii corespunzătoare timpului de curgere, considerîndu-se lungimea de canal cea mai mare, socotită de la secţiunea de calcul, pînă la origina unuia din canalele joncţionate.

La stabilirea debitului de calcul al reţelei de canalizare trebuie ţinut seama de forma bazinului, aşa cum s-a menţionat mai înainte.

Datele se sistematizează într-un tabel.

*La sistemul unitar*, debitele de calcul se obţin prin suma debitelor maxime din ape uzate şi meteorice şi eventual, din alte ape ce se scurg prin reţeaua de canalizare (ape subterane, ape de suprafaţă, ape pentru întreţinerea reţelei de canalizare etc.), ţinîndu-se seama de simultaneitatea lor.

*În sistemul unitar*, pentru a se reduce costul colectoarelor se admite deversarea în emisar, a apelor în timpul ploilor atunci cînd apele deversate îndeplinesc condiţiile corespunzătoare din STAS E 4706-66.

În cazul mai multor deversări, din canalul colector principal, tronsonul de canal colector pînă la prima deversare se calculează la :

$$Q_{calc} = Q_{pl} + Q_{uz}, \qquad \text{(XXV.11)}$$

iar sectorul după deversor la :

$$Q_{calc} = Q'_{pl} + Q_{uz} + Q_{ev} \qquad \text{(XXV.12)}$$

în care : $Q'_{pl}$ este debitul de apă meteorică după suprafața de scurgere proprie a tronsonului, considerînd timpul de scurgere corespunzător lungimii tronsonului după deversare;
$Q_{uz}$ — debitul de ape uzate;
$Q_{ev} = nQ_{uz}$, în care $n$ este gradul de diluare stabilit pe baza capacității de autoepurare a emisarului (STAS E 4706—66).

Dacă în sectorul de după deversare se leagă un afluent, calculul se face ținînd seama și de timpul de scurgere al afluentului.

Pentru a ține seama de capacitatea de înmagazinare la colectoarele în care distanța între ultimul racord și gura de vărsare în emisar (sau bazin de retenție, sau stație de epurare) este mai mare decît 1 km, se admite ca în calculul debitului de ape meteorice să se considere capacitatea de înmagazinare a întregului tronson (STAS 1846—65).

Calculul debitelor rețelei de canalizare în sistem unitar se sistematizează într-un tabel.

# 4. SECȚIUNILE CONSTRUCTIVE ALE CANALELOR

## 4.1. FORMA CANALELOR

Formele uzuale ale canalelor închise și elementele geometrice pentru trasarea interiorului lor sînt date în fig. XXV.11, conform STAS 3051-61, care le clasifică în canale cu profile : circular (fig. XXV.11, *a*) ; ovoid normal (fig. XXV.11, *b*) ; clopot semieliptic (fig. XXV.11, *c*) ; clopot circular (fig. XXV.11, *d*) ; clopot circular înălțat (fig.XXV.11,*e*) ; clopot circular cu cunetă (fig. XXV.11,*f*) ; semicircular cu pereți verticali și rigolă (fig. XXV.11, *g*) ; semicircular cu pereți verticali (fig. XXV.11, *h*) ; dreptunghiular (fig. XXV.11, *i*).

Cele mai utilizate forme sînt : circulară, ovoidă și în formă de clopot semieliptic și circular.

## 4.2. REALIZAREA CONSTRUCTIVĂ A CANALELOR

Materialul cu cea mai largă utilizare în construcția canalelor este betonul simplu sau armat (monolit sau prefabricat).

Alte materiale, cum ar fi cărămida sau piatra brută, se utilizează mai rar.

Pentru canale care transportă ape agresive se utilizează de regulă tuburi de bazalt artificial sau gresie artificială.

La canalele de beton simplu sau armat o deosebită importanță are realizarea unor betoane cu permeabilitate redusă. Pentru canalele din tuburi prefabricate problema principală din punctul de vedere al etanșeității o constituie realizarea îmbinărilor între elemente.

Pentru canale monolite marca minimă a betonului se face B 150, iar pentru canale din elemente prefabricate B 250.

4.2.1. **Canale din tuburi prefabricate.** Canalele din tuburi prefabricate de beton, simplu se utilizează, în general, pentru secțiuni circulare pînă la 1 000 mm diametru, iar pentru secțiuni ovoidale pînă la 1 000 × 1 500 mm. În STAS 816-63 sînt date dimensiunile standardizate ale tuburilor circulare și ovoidale de beton simplu. Aceste dimen-

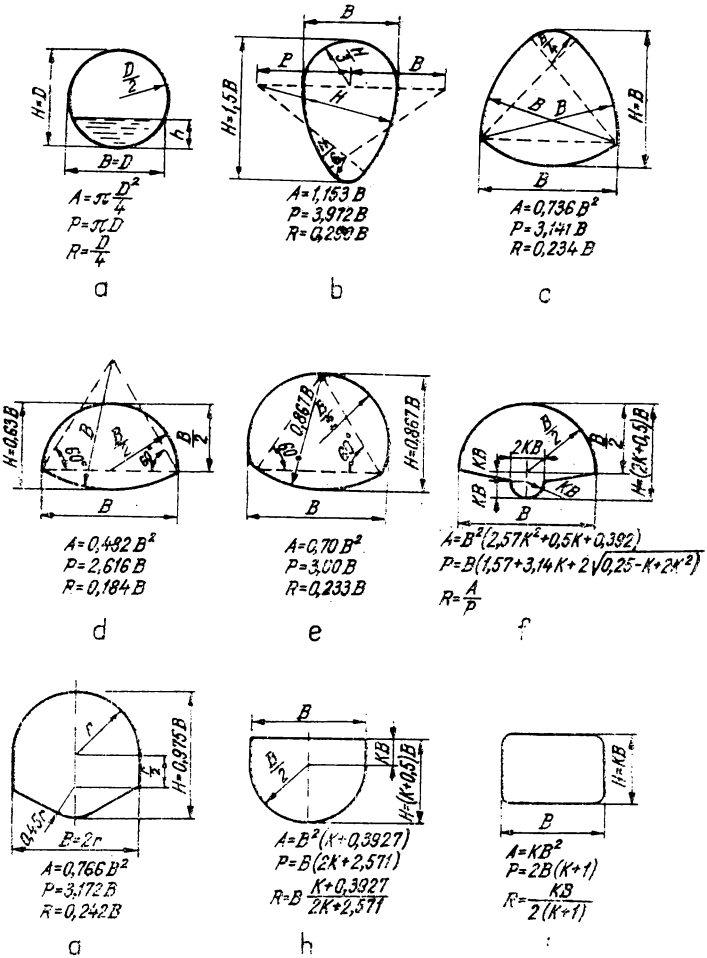



Fig. XXV.11. Secțiunile canalelor conform STAS 3051-61 :
*A* – suprafața secțiunii ; *P* – perimetrul ; *R* – raza hidraulică.

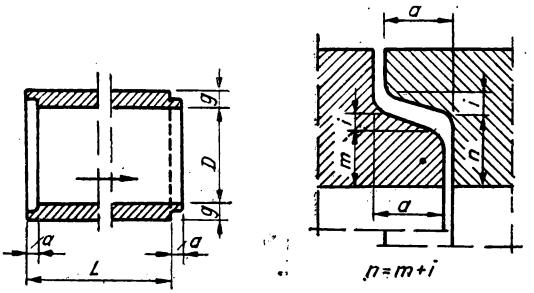



Fig. XXV.12. Tuburi cu secțiune circulară fără talpă, cu cep și buză (v. tabelul XXV.9).

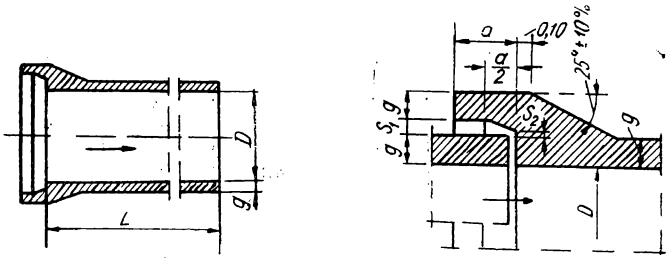



Fig. XXV.13. Tuburi cu secțiune circulară, fără talpă, cu mufă (v. tabelul XXV.10).

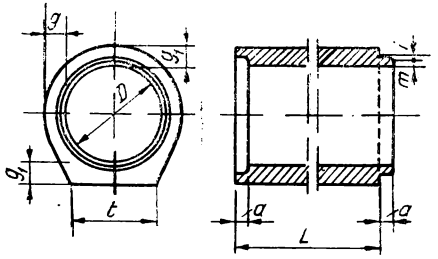



Fig. XXV.14. Tuburi cu secțiune circulară, cu talpă, cu cep și buză (v. tabelul XXV.11).

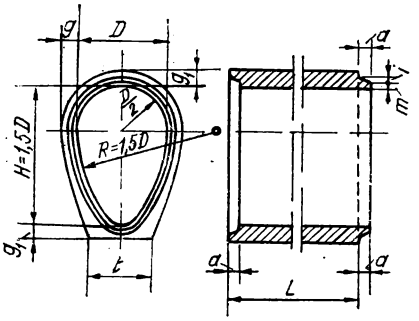



Fig. XXV.15. Tuburi cu secțiune ovoidă (v. tabelul XXV.12).

siuni sînt reproduse în tabelele XXV.9 XXV.10, XXV.11 şi XXV.12 (fig. XXV.12, XXV.13, XXV.14 şi XXV.15).

STAS 816-63 dă grosimile pereţilor ce pot fi adoptate pentru încărcări normale (acoperire cu strat de pămînt de 0,80), lăsînd posibilitatea ca ele să fie mărite în funcţie de necesităţi.

*Tabelul XXV.9*

**Dimensiunile tuburilor cu secţiune circulară fără talpă., cu cep şi buză** (v. fig. XXV.12)

| $D_n$ m | $L$ mm | $g_{min}$ mm | $a$ mm | $m_{min}$ mm | $i$ mm |
|---|---|---|---|---|---|
| 100 | 1000 | 22 | 16 | 7 | 4 |
| 150 | | 24 | 18 | 8 | 4 |
| 200 | | 26 | 20 | 9 | 4 |
| 250 | | 30 | 22 | 10 | 5 |
| 300 | | 36 | 24 | 13 | 5 |
| 400 | | 42 | 26 | 15 | 6 |
| 500 | | 50 | 28 | 19 | 6 |
| 600 | | 58 | 30 | 22 | 7 |
| 700 | | 66 | 34 | 26 | 7 |
| 800 | | 74 | 38 | 29 | 8 |
| 1000 | | 90 | 42 | 36 | 9 |

*Tabelul XXV.10*

**Dimensiunile tuburilor cu secţiune circulară fără talpă, cu muf**ă

(v. fig. XXV.13)

| $D_{nmin}$ mm | $L$ mm | $g_{min}$ mm | $a$ mm | $S_1$ mm | $S_2$ mm |
|---|---|---|---|---|---|
| 100 | 1 000 | 22 | — | — | — |
| 125 | | 22 | 60 | 14 | 6 |
| 150 | | 24 | — | — | — |
| 200 | | 26 | — | — | — |
| 250 | | 30 | — | — | — |
| 300 | | 36 | 70 | 18 | 8 |
| 400 | | 42 | — | — | — |
| 500 | | 50 | — | — | — |
| 600 | | 58 | — | — | — |
| 700 | | 66 | 80 | 20 | 8 |
| 800 | | 74 | — | — | — |
| 1 000 | | 90 | 100 | 20 | 8 |

Pentru îmbinare, tuburile prefabricate sînt prevăzute cu cep și buză sau cu mufă, iar pentru etanșarea îmbinării se execută un manșon de mortar de ciment (fig. XXV.16,*a*) în cazul tuburilor prevăzute cu cep și buză, sau o ștemuire cu inel de cauciuc și mortar de ciment (fig. XXV.16,*b*), în cazul tuburilor prevăzute cu mufă.

Tuburile de bazalt artificial se fabrică după STAS 1743-53 avînd diametre de 50—600 mm. În tabelul XXV.13 sînt date dimensiunile prescrise în standardul amintit (fig. XXV.17).

În cazul încărcărilor mari sau a condițiilor speciale de fundare, tuburile prefabricate se execută din beton armat.

*Tabelul XXV.11*

**Dimensiunile tuburilor cu secțiune circulară cu talpă, cu cep și buză**

(v. fig. XXV.14)

| $D_n$ mm | $L$ mm | $g_{min}$ mm | $g_{1min}$ mm | $t$ mm | $a$ mm | $m_{min}$ mm | $i$ mm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 100 | | 22 | 22 | 80 | 16 | 7 | 4 |
| 150 | | 24 | 24 | 120 | 18 | 8 | 4 |
| 200 | | 26 | 26 | 160 | 20 | 9 | 4 |
| 250 | | 30 | 30 | 200 | 22 | 10 | 5 |
| 300 | 1 000 | 36 | 36 | 240 | 24 | 13 | 5 |
| 400 | | 42 | 42 | 320 | 26 | 15 | 6 |
| 500 | | 50 | 58 | 400 | 28 | 19 | 6 |
| 600 | | 58 | 70 | 450 | 30 | 22 | 7 |
| 700 | | 66 | 80 | 500 | 34 | 26 | 7 |
| 800 | | 74 | 90 | 550 | 38 | 29 | 8 |
| 1 000 | | 90 | 110 | 650 | 42 | 36 | 9 |

*Tabelul XXV.12*

**Dimensiunile tuburilor cu secțiune ovoidă**

(v. fig. XXV.15)

| $D \times H$ mm | $L$ mm | $g_{min}$ mm | $g_{1min}$ mm | $t$ mm | $a$ mm | $m_{min}$ mm | $i$ mm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 500 × 750 | | 64 | 84 | 320 | 26 | 26 | 6 |
| 600 × 900 | | 74 | 98 | 375 | 30 | 30 | 7 |
| 700 × 1 050 | 1 000 | 84 | 110 | 430 | 34 | 35 | 7 |
| 800 × 1 200 | | 94 | 122 | 490 | 38 | 39 | 8 |
| 900 × 1 350 | | 102 | 134 | 545 | 40 | 43 | 8 |
| 1 000 × 1 500 | | 110 | 146 | 600 | 44 | 46 | 9 |

În fig. XXV.18 și XXV.19 sînt date, cu titlu orientativ, caracteristicile unor tuburi cu secțiune circulară și ovoidă de beton armat și modul de armare.

4.2.2. **Canale monolite.** Pentru canale de dimensiuni mari, utilizarea de tuburi prefabricate conduce la greutăți mari ale prefabricatelor. În aceste condiții se justifică trecerea la canale monolite de beton simplu sau armat.

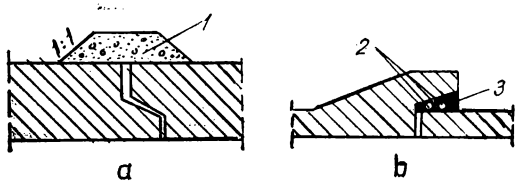



Fig. XXV.16. Îmbinarea tuburilor prefabricate: *1* – mortar de ciment; *2* – fringhie gudronată; *3* – mastic de bitum.

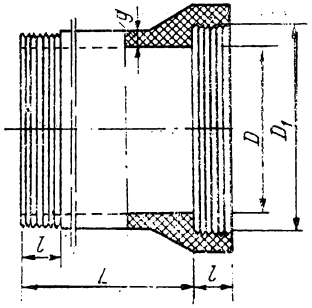



Fig. XXV.17. Tuburi de bazalt artificial (v. tabelul XXV.13).

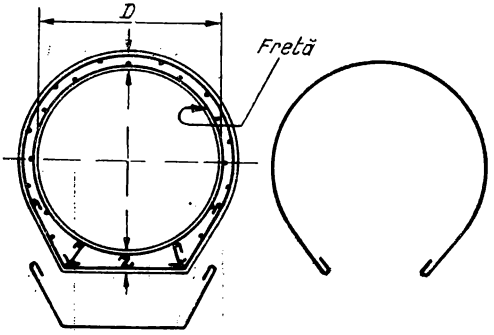



Fig. XXV.18. Tub circular de beton armat.

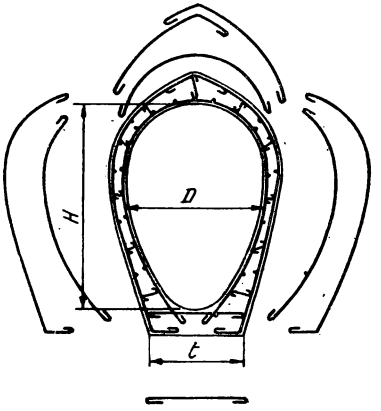



Fig. XXV.19. Tub ovoidal de beton armat.

*Tabelul XXV.13*

**Dimensiunile tuburilor de bazalt artificial**

(v. fig. XXV.17)

| $D$ mm | $L$ mm | | $D_{1min}$ mm | | $l$ mm | $g_{min}$ mm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 50 | — | 600 | — | 101 | 60 | 14 |
| 75 | — | 750 | — | 128 | 60 | 15 |
| 100 | 500 | 750 | 1 000 | 155 | 60 | 16 |
| 125 | 800 | — | 1 000 | 188 | 60 | 18 |
| 150 | 800 | — | 1 000 | 219 | 60 | 19 |
| 200 | 800 | — | 1 000 | 276 | 70 | 20 |
| 250 | 800 | — | 1 000 | 334 | 70 | 22 |
| 300 | 800 | — | 1 000 | 442 | 70 | 25 |
| 350 | — | 800 | — | 498 | 70 | 28 |
| 400 | — | 800 | — | 554 | 70 | 30 |
| 450 | — | 800 | — | 612 | 70 | 34 |
| 500 | — | 800 | — | 722 | 70 | 36 |
| 600 | — | 800 | — | — | 80 | 41 |

Pentru canalele monolite de formă circulară se pot adopta orice dimensiuni. Pînă nu de mult, executarea canalelor monolite de diametre mici (0,30—1,00 m) era legată de unele greutăți privind executarea și recuperarea cofrajului i. În prezent, utilizarea de cofraje pneumatice rezolvă problema. Cofrajele pneumatice se pot folosi la diametre cuprinse între 0,25 și 2,30 m (fig. XXV.20).

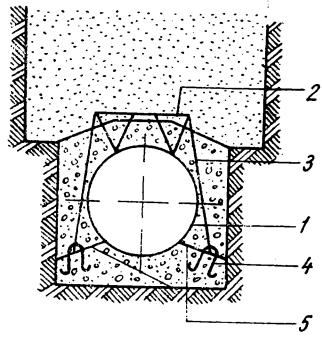



Fig. XXV.20. Tub circular de beton armat executat cu cofraj pneumatic :

*1* — cofraj pneumatic; *2* — dispozitiv pentru fixarea și centrarea cofrajului; *3* — sîrmă pentru ancorarea dispozitivului de fixare; *4* — ancore; *5* — rost de turnare.

Canalele ovoidale monolite se execută, în general, din beton simplu. În tabelul XXV.14 se dau dimensiunile uzuale ale acestor canale, pentru adîncimi de îngropare

(față de partea superioară a extradosului canalului) cuprinse între 1,00 și 5,00 m, în zone carosabile (fig. XXV.21). La proiectare, dimensiunile trebuie stabilite pe bază de calcul.

Canalele tip clopot semieliptic sau circular (fig. XXV.22 și XXV.23), monolite, se execută pentru secțiuni mici din beton simplu, iar pentru secțiuni mari din beton

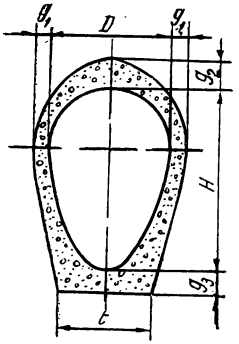



Fig. XXV.21. Canal cu secțiune ovoidă de beton simplu (v. tabelul XXV.14).

*Tabelul XXV.14*

**Dimensiunile canalelor cu secțiune ovoidă de beton simblu**

(v. fig. XXV.21)

| $D \times H$ mm | $g_1$ mm | $g_2$ mm | $g_3$ mm | $l$ mm |
|---|---|---|---|---|
| 1 200×1 800 | 180—280 | 260—460 | 260—470 | 1 200 |
| 1 400×2 100 | 210—340 | 300—550 | 300—570 | 1 400 |
| 1 600×2 400 | 250—390 | 370—650 | 370—670 | 1 640 |

simplu sau beton armat. Limita pînă la care este avantajoasă utilizarea betonului simplu trebuie determinată prin calcule în funcție de încărcările fiecărui canal în parte, avînd în vedere necesitatea economiei de metal.

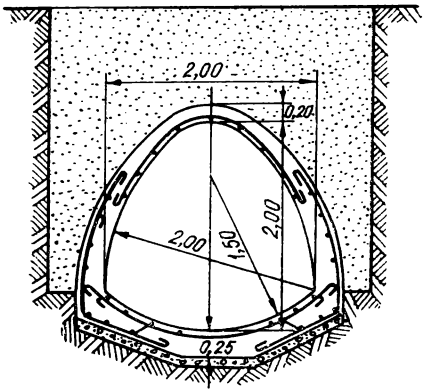



Fig. XXV.22. Canal clopot cu boltă semieliptică.

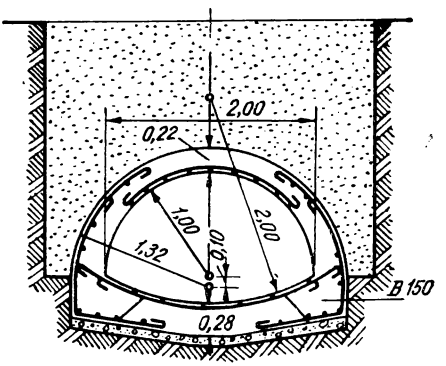



Fig. XXV.23. Canal clopot cu boltă semicirculară.

Canalele monolite prezintă, față de canalele din tuburi prefabricate sau față de canalele cu boltă prefabricată, dezavantajul că necesită un consum mai mare de material lemnos (cu excepția canalelor circulare executate cu cofraj pneumatic), utilizarea de cofraje metalice de inventar reduce simțitor consumul de material lemnos. Față de canalele din tuburi prefabricate sau cu boltă prefabricată au avantajul unei etanșeități mai mari, în cazul unei execuții corespunzătoare, precum și al unui consum mai mic de armătură.

**4.2.3. Canale cu boltă prefabricată** (fig. XXV.24 și XXV.25). Acest tip de canale se adoptă în vederea ușurării execuției și a micșorării timpului de construcție; se pretează pentru alcătuirea oricărei secțiuni de canale și se realizează prin executarea unui radier turnat monolit peste care se montează o boltă prefabricată.

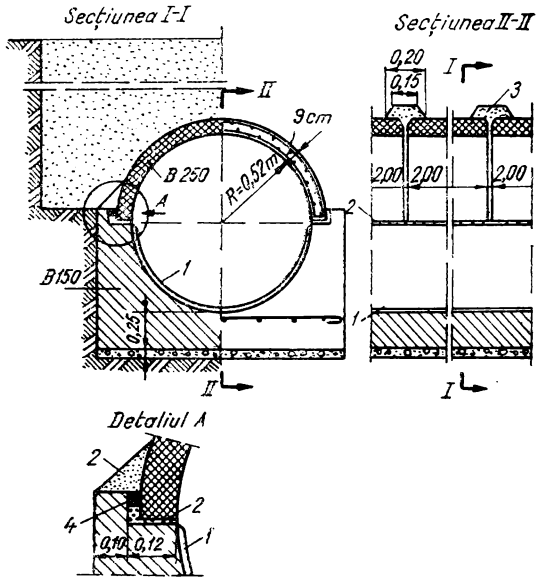



**Fig. XXV.24.** Canal circular cu boltă prefabricată:
*1* — tencuială sclivisită; *2* — mortar de ciment; *3* — manșon din mortar de ciment; *4* — mastic de bitum.

În detaliu *A* din fig. XXV.24 este prezentat modul de execuție al etanșării zonei de rezemare a bolții. Atît la fig. XXV.24, cît și la fig. XXV.25 aceasta se realizează cu o tencuială de ciment sclivisită *1*, mortar de ciment matat *2*, manșon din mortar de ciment *3*, și dopul din mastic de bitum *4*.

Radierul se execută din beton simplu sau în funcție de încărcări și natura pămîntului de fundație — din beton armat.

Bolta canalului se execută dintr-o singură bucată sau din două semibolți, în funcție de mărimea canalului.

În exemplele arătate în fig. XXV.26 și XXV.27, continuitatea bolții realizată din două bucăți este restabilită prin turnarea de beton în spațiile prevăzute în semibolțile prefabricate.

În fig. XXV.26, secțiunile *I—I* și *II—II*, este detaliat modul de etanșare al rosturilor transversale dintre bolți. La rosturile de lungimi mari manșonul se armează ca în

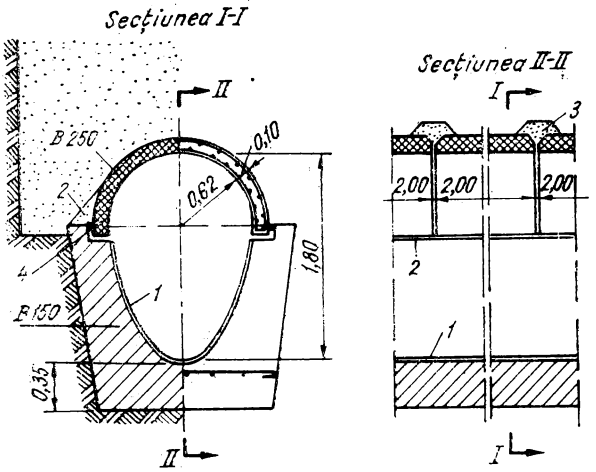



Fig. XXV.25. Canal ovoidal cu boltă prefabricată :
*1* – tencuială de ciment sclivisită; *2* – mortar de ciment; *3* – manșon din mortar de ciment; *4* – mastic de bitum.

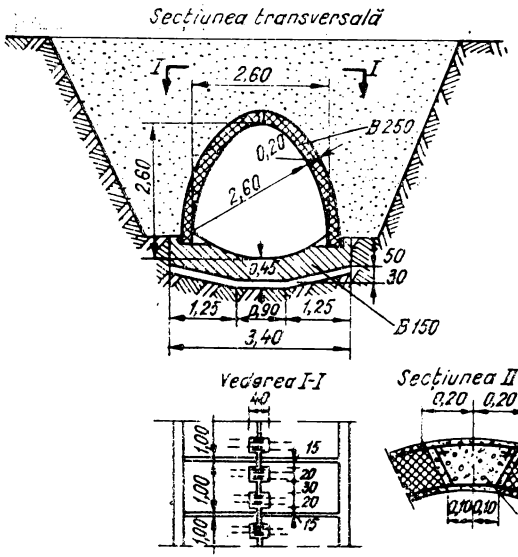



Fig. XXV.26. Etanșarea rosturilor transversale la bolți.

detaliile din fig. XXV.27, secțiunile *I—I* și *II—II*, care are avantajul că sub sarcinile pământului de umplutură bolta lucrează mai bine din punct de vedere static.

Blocarea articulației de la cheie este o operație suplimentară și întîrzie execuția canalului. De aceea, unele proiecte prevăd realizarea unei articulații în formă de genunchi.

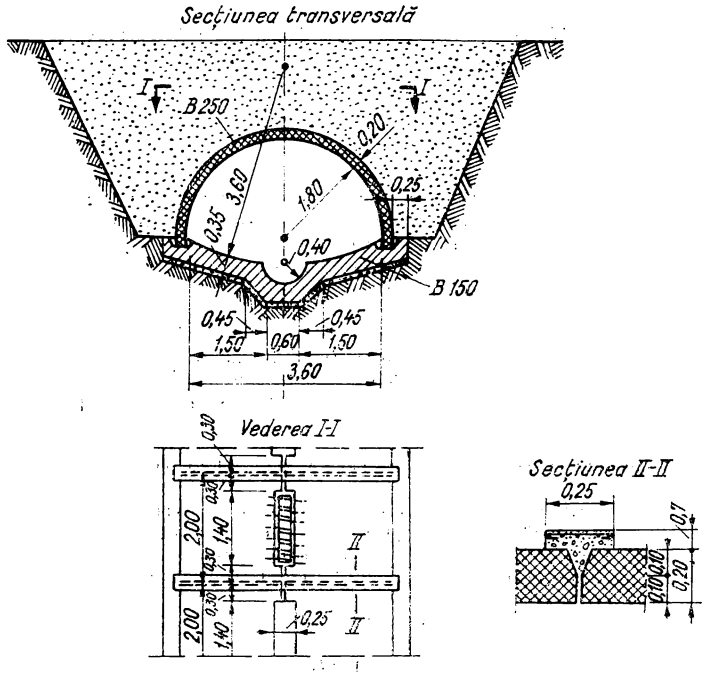



Fig. XXV.27. Etanșarea cu manșoane armate la bolți.

Consumul de oțel-beton este mai mare decît la canalele monolite și mai mic decît la canalele din tuburi prefabricate de beton armat.

Acest sistem prezintă, față de canalele monolite, avantajul unei execuții mai ușoare și mai rapide și al unui consum redus de material lemnos.

## 4.3. CRITERII PENTRU ALEGEREA TIPULUI CONSTRUCTIV DE CANAL

După cum rezultă din cele arătate, fiecare tip constructiv de canal are avantaje și dezavantaje specifice.

Diversitatea situațiilor locale face să nu se poată stabili reguli generale pentru alegerea tipului mai avantajos. Alegerea trebuie să se facă pentru fiecare caz în parte,

în urma unei analize amănunțite a condițiilor specifice, dintre care ponderea cea mai mare o au : lungimea, dimensiunile secțiunii transversale, gradul de etanșeitate necesar, prezența apelor subterane, mărimea sarcinilor, termenul de punere în funcțiune.

# 5. CALCULUL HIDRAULIC AL REȚELELOR DE CANALIZARE

## 5.1. PRINCIPII DE CALCUL

Deși apele de canalizare au o densitate mai mare decît a apelor naturale ($\gamma = 1\,002$ kgf/m$^3$) și o viscozitate diferită, în calculul hidraulic se consideră că au aceeași densitate și viscozitate, ca a apelor naturale.

Scurgerea apelor de canalizare se face în mod normal cu nivel liber și accidental sub presiune. Scurgerea sub presiune se realizează permanent în conductele în sifon și la conductele stațiilor de pompare.

Calculul hidraulic trebuie să evite situații care favorizează depunerea substanțelor în suspensie cum sînt: pante insuficiente de scurgere, formarea remuurilor, reducerea vitezei de scurgere spre aval, racordarea canalelor cu viteze mai mari în canale cu viteze mai mici. De asemenea, trebuie evitate scurgerile cu viteze mari, care ar produce eroziunea pereților canalelor.

Rețeaua de canalizare se dimensionează din punct de vedere hidraulic ca o rețea ramificată.

La calculul hidraulic al rețelelor de canalizare se folosesc formulele fundamentale Chézy și Darcy, în care coeficienții de debit $C$, $\lambda$ au fost stabiliți experimental, rezultînd formule sub formă exponențială și logaritmică. Formulele logaritmice cuprind un domeniu de variație al turbulenței mai întins (XXV.16). Formulele fundamentale sînt :

$$Q = Av;$$

$$v = C\sqrt{RI}, \qquad \text{(XXV.13)}$$

în care : $Q$ este debitul de apă de canalizare, în m$^3$/s ;

$A$ — secțiunea transversală a canalului, în m$^2$ ;

$v$ — viteza medie în secțiune, în m/s ;

$C$ — coeficientul de debit ;

$R$ — raza hidraulică, în m ;

$P$ — perimetrul udat, în m ;

$I$ — panta hidraulică.

Pentru calculul hidraulic al canalelor, se utilizează formula Manning (STAS 3051-61) :

$$Q = AkR^{2/3} I^{1/2}, \qquad \text{(XXV.14)}$$

în care : $A$, $R$, $I$ au aceeași semnificație ca la formula (XXV.13) ;

$k$ — coeficient, avînd următoarele valori :

— pentru canale din tuburi de fontă 83 ;

— pentru canale închise de beton, zidărie, zidărie de piatră cioplită regulat, cărămidă 74;
— pentru canale deschise căptușite cu plăci de beton 59;
— pentru canale deschise cu pereți de piatră brută 50;
— pentru canale deschise brăzduite 40.

Pentru ușurința calculului s-au întocmit grafice pentru diferite secțiuni (fig. XXV.28, XXV.29, și XXV.30).

Panta hidraulică a canalelor se exprimă prin formula Darcy:

$$I = \lambda \frac{1}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.15)}$$

în care: $I$, $v$ au aceeași semnificație ca la formula (XXV.13);
$D$ — diametru, în m;
$\lambda$ — coeficient de rugozitate;
$g$ — accelerația gravitației, în m/s².

Între coeficientul $C$ și $\lambda$ există relația:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}.$$

Formula logaritmică care dă valoarea lui $\lambda$, stabilită pe baza cercetărilor lui Nicuradze și Colebrook, pentru scurgerea turbulentă, în canale rugoase, este:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left[ \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{k}{D} \cdot \frac{1}{3{,}71} \right], \qquad \text{(XXV.16)}$$

în care: $k$ este rugozitatea absolută, în mm, care are următoarele valori:
— pentru canale de beton 1,0 mm;
— pentru canale de bazalt și beton precomprimat 0,25 mm;
— pentru tuburi de azbociment 0,10 mm;
— pentru tuburi de PVC 0,01 mm;

$\frac{k}{D}$ — rugozitatea relativă;

Re — numărul Reynolds: $\mathrm{Re} = \frac{Dv}{\nu}$, în care:
$v$ — viteza medie, în m/s;
$\nu$ — viscozitatea cinematică, în $m^2 s^{-1}$.

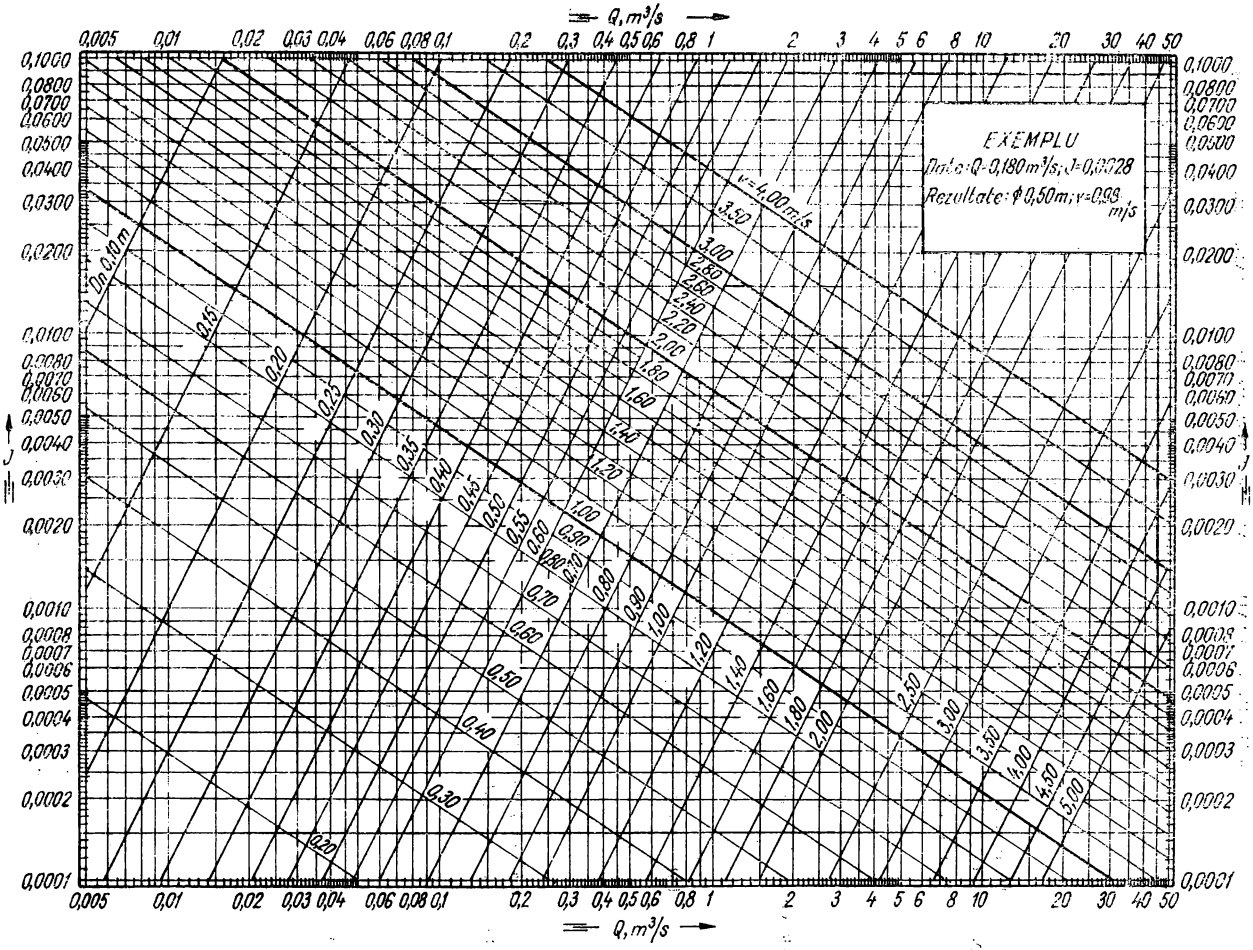



**Fig. XXV.28.** Diagramă pentru dimensionarea canalelor circular

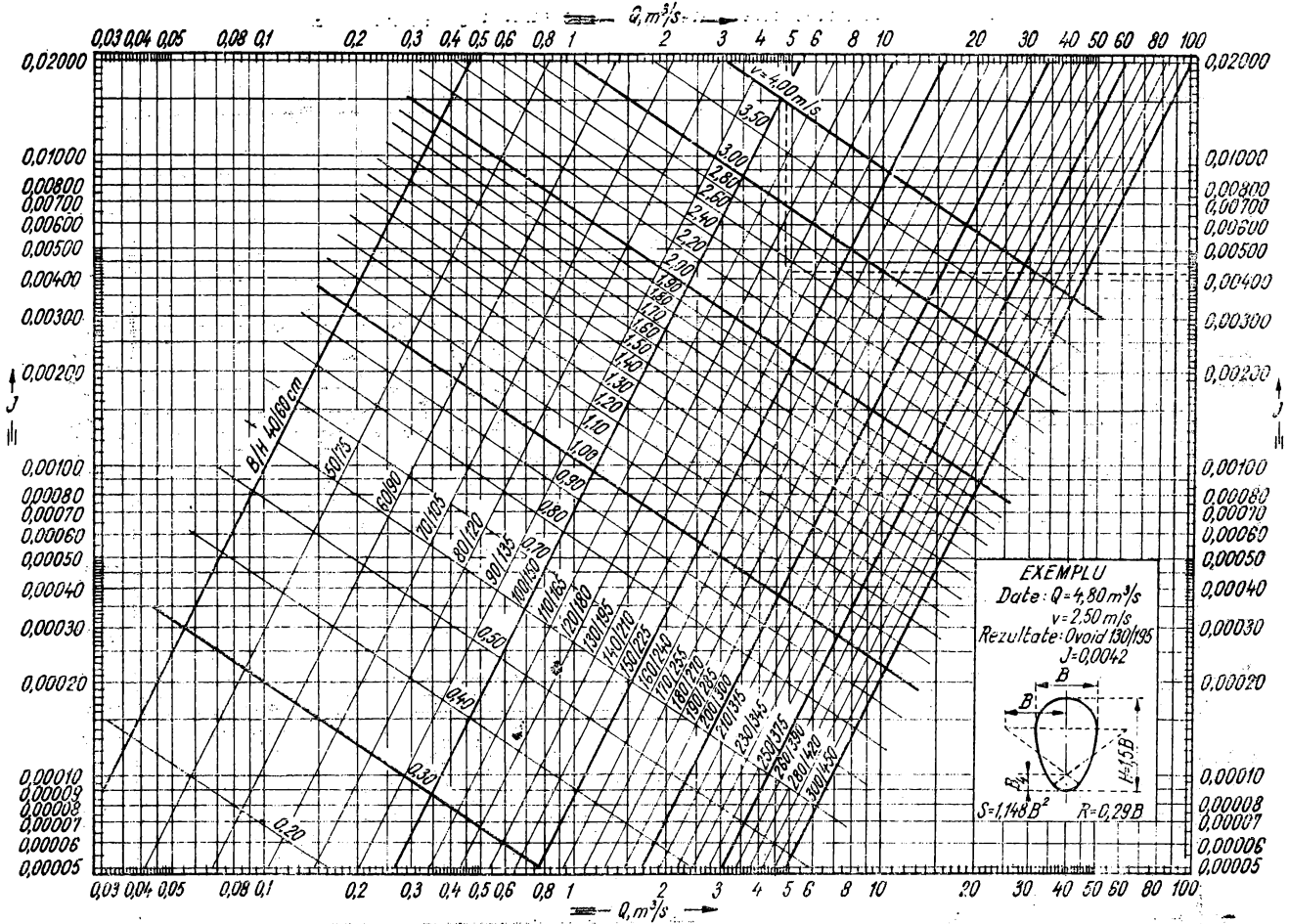



**Fig. XXV.29. Diagramă pentru dimensionarea canalelor ovoide.**

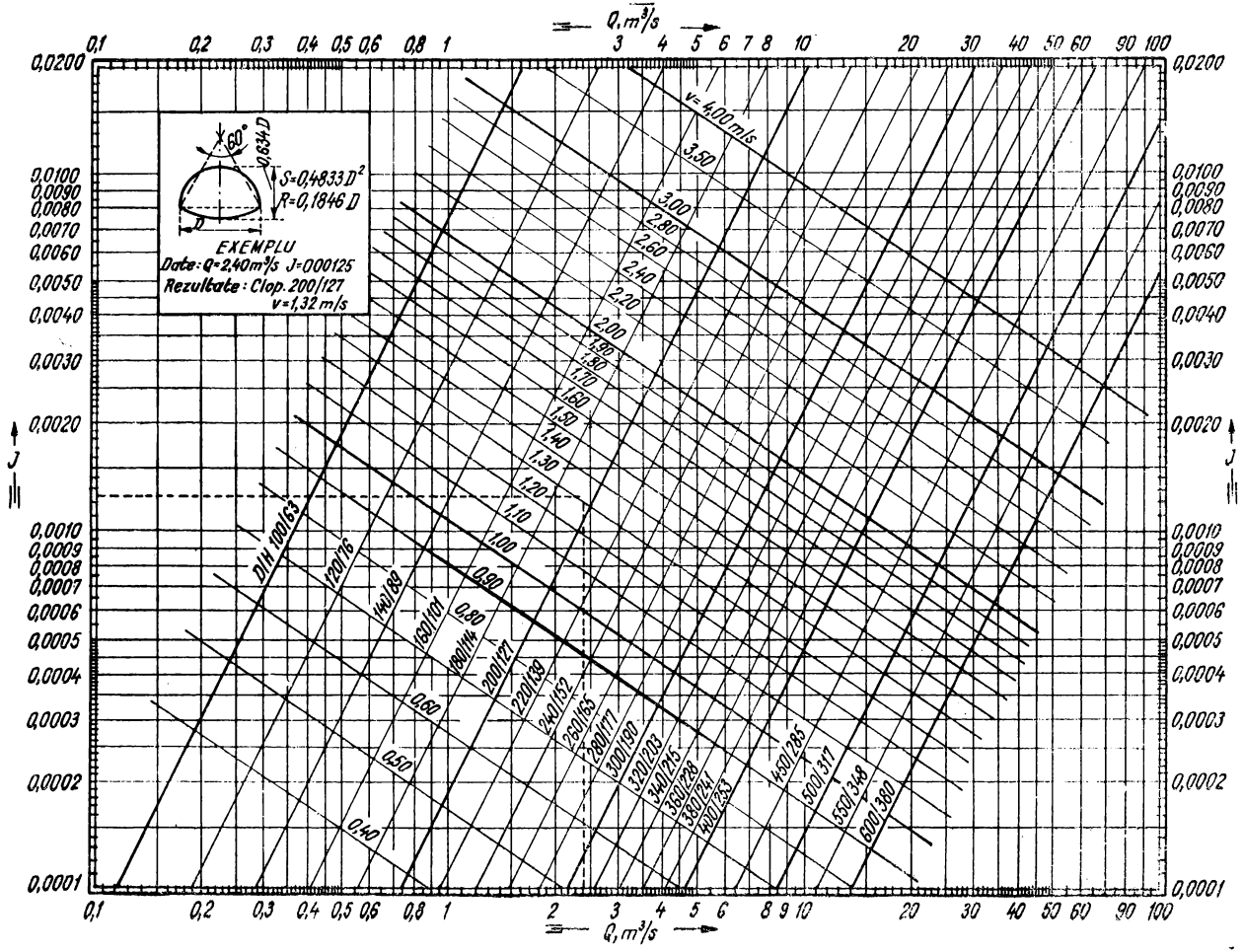



Fig. XXV.30 Diagramă pentru dimensionarea canalelor tip clopot.

## 5.2. GRADUL ADMISIBIL DE UMPLERE

Prin gradul de umplere al unui canal se înțelege raportul între adîncimea apei în canal și înălțimea secțiunii canalului.

În sistemul separativ, calculul hidraulic al canalelor cu ape uzate se face la un anumit grad de umplere (tabelul XXV.15), pentru a avea o rezervă în cazul creșterii neprevăzute a consumului de apă și pentru a se realiza circulația și primenirea aerului din rețea.

*Tabelul XXV.15*

**Gradul admisibil de umplere al canalelor în sistem separativ**

| Diametrul sau înălțimea profilului mm | Gradul admisibil de umplere | Observații |
|---|---|---|
| 250—300 | 0,60 | Conform STAS 3051-61 |
| 350—450 | 0,70 | |
| 500—900 | 0,75 | Conform SNIP II-G6-62 |
| 900 | 0,80 | |

Gradul de umplere trebuie astfel ales încît pentru pantele minime să se realizeze viteza minimă de autocurățire ($v = 0{,}7$ m/s).

În sistemul unitar și pentru rețeaua meteorică, calculul secțiunilor canalelor se face la umplere totală.

Pentru determinarea elementelor de calcul ale secțiunilor canalelor $Q$ și $v$, la un anumit grad de umplere, se reprezintă în fig. XXV.31 curbele de variație ale debitelor și vitezelor medii în raport cu gradul de umplere stabilite cu formula Manning, pentru profilurile: circular, ovoidal și clopot.

## 5.3. STABILIREA SECȚIUNILOR

La stabilirea formei secțiunilor se ține seama de următoarele condiții: condiții statice (pereți cu grosimi cît mai mici), condiții hidraulice (capacitate mare de transport), condiții economice (investiție mai mică) și condiții de exploatare (viteze de autocurățire la debite mici).

În raport cu condițiile care se cer unei secțiuni raționale de canalizare, se observă următoarele:

*Secțiunea circulară* se folosește atît pentru debite mici cît și pentru debite mari, cu condiția ca variațiile debitelor să fie mici pentru a se realiza o viteză cît mai mare de scurgere. Secțiunile circulare sînt indicate pentru canalizarea în sistem separativ (la ape uzate și meteorice) și în sistem unitar pentru debite mici.

*Secțiunea ovoidală* cea mai folosită este aceea cu raportul $\frac{H}{B} = \frac{3}{2}$. Este indicată pentru debite cu variații mari, întrucît pentru același debit se realizează condiții mai

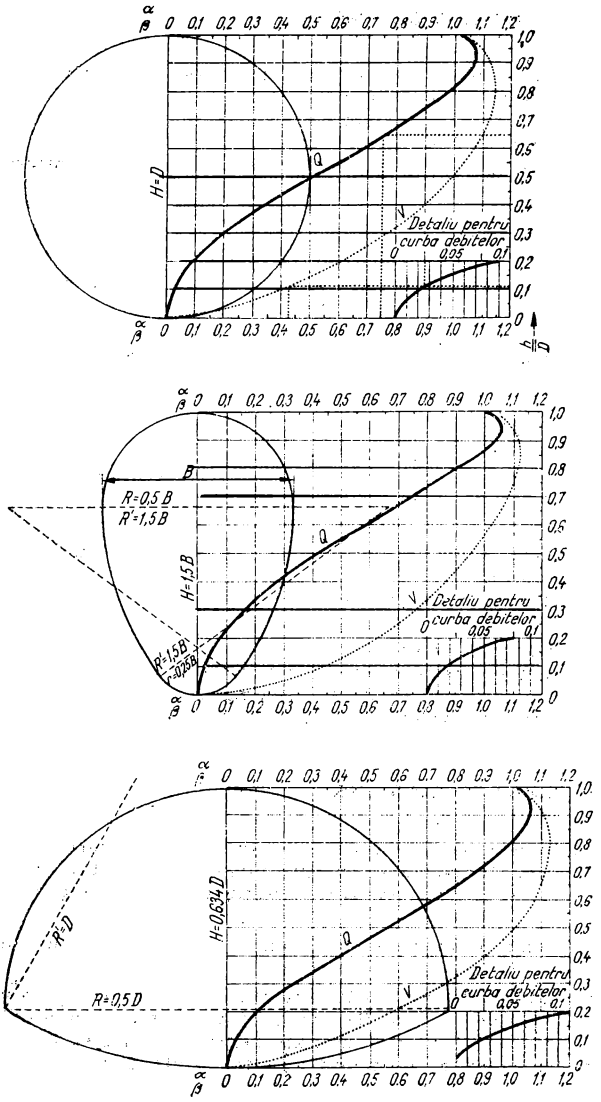



**Fig. XXV. 31. Gradul de umplere a canalelor.**

bune de scurgere hidraulică decît la alte profiluri. Se folosește în mod curent la canalizări în sistem unitar.

*Secțiunea clopot* (de preferință cu boltă semieliptică) are o capacitate mare de transport, se utilizează pentru debite mari și cu variații mici, se comportă bine din punct de vedere static, rezultînd pereți cu grosimi mai mici decît la alte profiluri. Cînd sînt variații mari de debite se folosesc profiluri cu cunetă.

Cînd înălțimile construcțiilor sînt mici sau cînd nivelul apei subterane este ridicat se folosesc profiluri turtite, iar cînd nu se dispune de lățimi suficiente, se proiectează profiluri înalte.

În raport cu condițiile locale, la intersecții cu diferite construcții subterane pot fi adoptate și alte secțiuni (dreptunghiulare, semicirculare etc.).

*Pentru secțiuni deschise*, profilul triunghiular este indicat pentru debite mici și variabile, iar profilul trapezoidal pentru debite mari și variabile, în limite restrînse.

Secțiunile canalelor importante (canale colectoare principale și secundare) trebuie să rezulte din calcule tehnico-economice.

## 5.4. CALCULUL REȚELELOR DE CANALIZARE

Calculul hidraulic al rețelelor de canalizare constă în determinarea secțiunilor transversale ale canalelor, a pantelor și înălțimii de umplere, pentru un anumit debit și viteză.

Elementele cunoscute sînt : debitele de calcul, pantele și vitezele minime prevăzute de norme, diametrele și adîncimile minime și declivitățile bazinului de canalizare.

5.4.1. **Pantele canalelor.** Pantele minime trebuie astfel alese încît să asigure vitezele de autocurățire, iar pantele maxime să nu provoace eroziuni ale pereților canalelor.

Unele norme străine indică pantele minime în raport cu mărimea diametrului și cu sistemul ales, astfel :
- sistem separativ – ape uzate $D = 200$ $I = 0{,}005$ excepțional 0,004 ;
  – ape meteorice $D = 300$ $I = 0{,}004$ excepțional 0,003 ;
- sistem unitar $D = 300$ $I = 0{,}004$ excepțional 0,003 ;
- racorduri la gurile de scurgere $D = 200$ $I = 0{,}02$.

Pentru rețeaua de ape meteorice, în cazul în care apele se scurg la suprafață, pantele minime, pentru rigole se pot lua :

| | |
|---|---|
| – îmbrăcăminte de asfalt | 0,003 ; |
| – îmbrăcăminte de piatră spartă sau pavaj de pavele | 0,004 ; |
| – îmbrăcăminte de piatră-bolovani | 0,005 ; |
| – rigole și șanțuri de scurgere izolate | 0,005 ; |
| – șanțuri de evacuare a apelor | 0,003. |

5.4.2. **Viteze limită.** Vitezele apei în canalizare se iau în așa fel încît la viteze minime să nu se producă depuneri, iar la viteze maxime să nu se deterioreze pereții canalelor Viteza minimă de scurgere a apei în canalizare se recomandă să nu fie mai mică decît 0,70 m/s.

Vitezele admisibile maxime, în m/s, se dau în raport cu natura pereților canalelor (STAS 3051-61). Astfel :

*Pentru canale închise*
- cu pereții de beton, beton armat, azbociment, cărămidă 3,5 ;
- cu pereți de metal 7 ;
- cu pereții de bazalt 5 ;

*Pentru canale deschise*
- canale înierbate 1,0 ;
- canale brăzduite 1,5 ;

— canale cu pereu uscat de piatră 2,5;
— canale cu plăci de beton 3,5;
— canale cu pereu de piatră rostuit cu mortar de ciment 4,0;
— zidărie de piatră cu mortar de ciment sau beton 5,0.

În cazul în care condițiile locale nu permit respectarea vitezelor limită, pentru viteze mai mici decît cele minime se prevăd dispozitive automate pentru spălarea periodică a canalelor, iar pentru viteze mari se folosesc materiale care să reziste la acțiunea de eroziune a apelor, sau se intercalează camere de rupere de pantă pentru reducerea vitezelor.

5.4.3. **Dimensiuni minime.** În scopul unei bune întreținer și exploatări a rețelei de canalizare, normele fixează dimensiunile minime ale canalelor, în raport cu sistemul de canalizare și cu importanța canalelor și anume:

— *la rețele exterioare*:
  — sistem unitar:
    — canale circulare $Dn \geqslant 300$ mm;
    — canale ovoidale $B/H \geqslant 400/600$;
  — sistem divizor:
    — ape uzate $Dn \geqslant 250$ mm;
    — ape meteorice $Dn \geqslant 300$ mm;
— *la rețele în incinte* $Dn \geqslant 200$ mm.

Pentru transportul nămolului proaspăt sau fermentat cu scurgere liberă sau sub presiune, diametrul minim admis este 150 mm.

La canalele deschise trapezoidale, lățimea minimă la fund se ia 0,30 m, adîncimea minimă a apei 0,40 m și înclinarea taluzurilor după natura îmbrăcămințiI [45].

5.4.4. **Adîncimea de pozare a rețelelor de canalizare.** Adîncimea minimă de pozare a canalelor inițiale ale unei rețele este necesar să se aleagă cu atenție, întrucît, de aceasta depinde adîncimea rețelei de canale, care determină volumul de terasamente, posibilitățile de executare tehnică și modul de exploatare. Adîncimea minimă depinde de mărimea sarcinilor mobile, de adîncimea de îngheț, de regimul de construcție, de sistemul de canalizare, de pantele și distanțele între obiectele de canalizat pînă la canalul public, de modul de racordare a canalelor și de configurația terenului.

Adîncimea minimă de pozare se determină în raport cu nivelul celui mai coborît recipient. Se apreciază că tuburile prefabricate conform STAS 876—63 rezistă cînd acoperirea cu pămînt este de minimum 0,80 m. Pentru alte tuburi dimensiunile se stabilesc în raport cu mărimea sarcinilor.

Prevederea de subsoluri și adîncimea lor se stabilește prin documentația de sistematizare. În cazul unui teren orizontal, avînd recipiente de canalizare în subsoluri de 1,60 m sub nivelul terenului, cu înălțimea de cădere datorită pantei și lungimii racordului de 60 cm și o cădere de 20 cm pînă la radierul canalului public, se obține o adîncime minimă de la nivelul terenului la radierul canalului public de 2,40 m. În aceste cazuri, adîncimea minimă rezultă în raport cu adîncimea la care se găsește apa în canalizare și cu mărimea orașului:

— pentru străzi în orașe mari:
  — adîncimea obișnuită 3,00 m;
  — adîncimea minimă 2,50 m;
— pentru străzi în orașe mici:
  — adîncimea obișnuită 2,50 m;
  — adîncimea minimă 2,00 m;
  — pentru unități mici și comune rurale:
  — adîncimea obișnuită 2,00 m;
  — adîncimea minimă 1,75 m.

Adîncimea canalelor în sistem divizor, pentru apele de ploaie, se ia mai mică decît canalizarea de ape uzate.

Pentru a nu se adînci întreaga rețea de canale pe un teritoriu atunci cînd sînt puncte obligate, unde canalele nu au acoperire suficientă, trebuie să se analizeze posibilitatea umpluturilor de pămînt sau alte procedee. De asemenea, în cazul unor subsoluri adînci, soluția de canalizare se va stabili printr-un calcul tehnico-economic în variantele, prin scurgere liberă sau prin pompare.

Adîncimea de îngheț se calculează conform STAS 3054-63.

Adîncimea maximă de săpare deschisă a canalelor variază normal de la 5 pînă la 8 m în terenuri uscate și 3—4 m în terenuri cu apă. Pentru adîncimi mai mari decît 8 m este necesar să se facă un calcul tehnico-economic de executare a canalelor cu săpătură deschisă sau în tunel.

5.4.5. **Mersul calculului hidraulic al canalelor.** Toate elementele de calcul, dimensiunile canalelor și cotele radierilor se înscriu și se sistematizează în tabelul XXV.16 (v. fig. XXV.9).

Profilul în lung al canalelor se întocmește pe planul profilului în lung al terenului existent și proiectat, pe care sînt amplasate toate obstacolele naturale (rîuri, văi etc.), diferitele conducte subterane (apă, gaz, termoficare, galerii edilitare, cabluri electrice, telefonice etc.) și construcții supraterane (căi ferate, drumuri etc.) pe care se dau indicații asupra naturii terenului și a nivelului apei subterane (fig. XXV.32).

Profilul în lung se alege astfel ca, respectînd condițiile de adîncime minimă și viteze limită să se obțină un volum de terasamente cît mai mic, pe baza calculelor tehnico-economice, prin mai multe variante.

În terenuri cu pante mari, pentru a nu se depăși vitezele maxime admise, canalul se construește în trepte.

Racordarea tronsoanelor de canale pe profilul în lung se face, în raport cu mărirea canalelor, în cămine de vizitare sau camere de intersecție. Racordarea se face de obicei la creștetul profilurilor. În cazuri izolate, la terenuri cu pante mici (sub 10‰), uneori canalele se racordează la radier. Acest mod de racordare are dezavantajul că la umplere totală și la ploi torențiale mai mari ca cele de calcul se provoacă remuuri în canalele din amonte și se favorizează depunerile substanțelor în suspensie. La intersecția cu obstacolele naturale sau diferite lucrări subterane, cînd nu este posibilă o continuare a radierului canalizării prin modificarea profilului transversal, canalizarea se continuă prin sifonare sau estacadă.

## 6. CONSTRUCȚII AUXILIARE PE REȚELELE DE CANALIZARE

Construcțiile auxiliare sînt necesare pentru îmbinarea canalelor colectoare vizitabile, pentru racordarea canalelor cu diferențe de nivel mari, pentru intersecția colectoarelor cu diferite căi de comunicație sau construcții subterane, pentru descărcarea apelor din canalizare și pentru retenția apelor de canalizare. Căminele de vizitare și gurile de scurgere sînt standardizate. Celelalte construcții pretind adesea un grad mare de tehnicitate întrucît impun de cele mai multe ori, epuismente importante și organizare de șantier complexă; costul lor este ridicat și poate influența soluția de canalizare, de aceea, se recomandă, ca la proiectare să se analizeze mai multe variante.

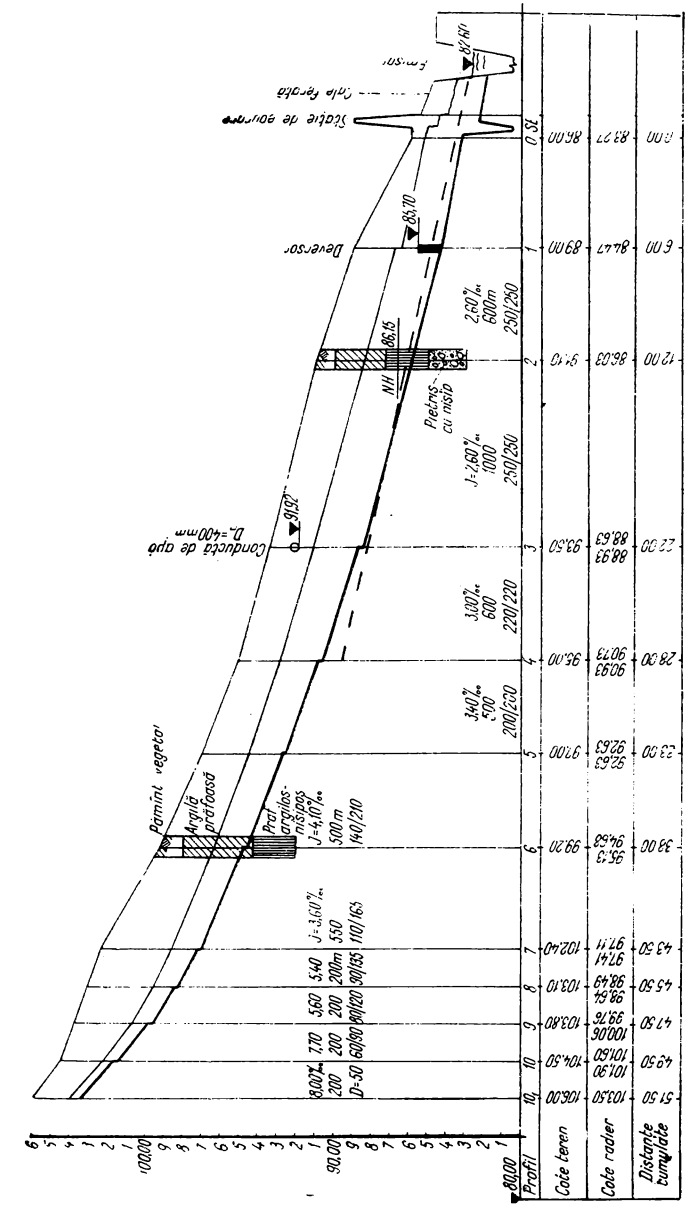



**Fig. XXV.32. Profilul în lung al unui colector principal.**

## Dimensionarea rețelei de canalizare din fig. XXV.9

| Bazin | Canal | Tronson | | Lungimi, m | | Suprafețe bazine | | | | | | | | Debite de ape uzate | | | | Suprafețe bazine reduse | | | | | Debite ape meteorice | | | | | | Debite în sistem unitar $Q = Q_{uz} + Q_{pl}$ | Elemente hidraulice | | | | | | Cote radier | | | | OBSERVAȚII |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | ZONA I | | ZONA II | | INDUSTRIALĂ | | SPAȚII VERZI | | ZONA I | ZONA II | INDUSTRIAL | TOTAL | ZONA I | ZONA II | INDUSTRIAL | SPAȚII VERZI | TOTAL | Viteza inițială $v_i$ | Timpul de scurgere | | Intensitatea $i$ | $i \times m$ | Debitul de calcul $Q_{pl} = \Phi S i m$ | | La secțiuni pline | | | Umplerea parțială | | Diferența de nivel $\Delta h$ | Amonte | Aval | Cote de teren | |
| | | De la | Până la | Parțial | Cumulat | Parțial | Cumulat | Parțial | Cumulat | Parțial | Cumulat | Parțial | Cumulat | | | | | | | | | | | Parțial $t$ | Cumulat $\Sigma t$ | | | | | Panta $I$ | Secțiunea $B \times H$ | Viteza $v$ | debitul $Q$ | Viteza $v$ | Înălțimea $h$ | | | | | |
| Nr. | | Nr. | | — | | ha | | | | | | | | l/s | | | | ha | | | | | m/s | — | — | l/s | — | l/s | l/s | ‰ | cm² | m/s | l/s | m/s | m | m | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 |
| | — | $10_1$ | 10 | 200 | 200 | 4,00 | 4,00 | — | — | — | — | — | — | 11,40 | — | — | 11,40 | 2,00 | — | — | — | 2,00 | 1,59 | 2,09 | 2,09 | 190 | 152 | 304 | 315 | 8,0 | 50 | 1,59 | 312 | 0,76 | 0,12 | 1,60 | 103,50 | 101,90 | 106,00 | $m$ = coeficient de volum : |
| | — | 10 | 9 | 200 | 400 | 6,50 | 10,50 | — | — | — | — | — | — | 21,40 | — | — | 21,00 | 5,25 | — | — | — | 5,25 | 1,99 | 1,67 | 3,76 | 190 | 152 | 798 | 819 | 7,7 | 60/90 | 1,99 | 823 | 0,93 | 0,12 | 1,54 | 101,60 | 100,06 | 104,50 | $t \leqslant 40, \ldots m = 0,80$ |
| 1 | — | 9 | 8 | 200 | 600 | 9,00 | 19,50 | — | — | — | — | — | — | 39,70 | — | — | 40,00 | 9,75 | — | — | — | 9,75 | 2,08 | 1,60 | 5,36 | 190 | 152 | 1 482 | 1 522 | 5,6 | 80/120 | 2,08 | 1 526 | 0,98 | 0,13 | 1,12 | 99,76 | 98,64 | 103,80 | $t > 40, \ldots m = 0,90$ |
| | — | 8 | 7 | 200 | 800 | 6,50 | 26,00 | — | — | — | — | — | — | 52,20 | — | — | 52,00 | 13,00 | — | — | — | 13,00 | 2,20 | 1,52 | 6,85 | 190 | 152 | 1 976 | 2 028 | 5,4 | 90/135 | 2,20 | 2 045 | 1,01 | 0,12 | 1,08 | 98,49 | 97,41 | 103,10 | |
| 2 | — | 7 | 6 | 550 | 1 350 | 13,50 | 39,50 | — | — | — | — | — | — | 77,00 | — | — | 77,00 | 19,75 | — | — | — | 19,75 | 2,07 | 4,43 | 11,31 | 175 | 140 | 2 770 | 2 847 | 3,5 | 110/165 | 2,07 | 2 882 | 0,98 | 0,13 | 1,38 | 97,11 | 95,13 | 102,40 | |
| 3 | — | 10 | 24 | 500 | — | 16,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 4 | — | 24 | 6 | 800 | — | 26,25 | 44,50 | — | — | — | — | — | — | 86,00 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 5 | — | 6 | 5 | 500 | 1 850 | 12,25 | 96,15 | — | — | — | — | — | — | 193,00 | — | — | 193,00 | 48,12 | — | — | — | 48,12 | 2,60 | 3,22 | 14,53 | 145 | 116 | 5 590 | 5 785 | 4,1 | 140/210 | 2,60 | 5 248 | 1,35 | 0,14 | 2,05 | 94,68 | 92,63 | 97,00 | |
| 6 | — | 24 | 23 | 500 | — | 16,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 7 | — | 23 | 5 | 800 | — | — | — | 27,50 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 8 | — | 5 | 4 | 500 | 2 350 | — | 112,40 | 12,75 | 40,25 | — | — | — | — | 225,00 | 68,50 | — | 293,00 | 56,25 | 18,10 | — | — | 74,35 | 2,60 | 3,22 | 17,75 | 125 | 100 | 2 435 | 7 660 | 3,4 | 200/200 | 2,60 | 7 679 | 2,36 | 0,39 | 1,70 | 92,63 | 90,93 | 95,00 | |
| 9 | — | 23 | 22 | 500 | — | — | — | 16,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 10 | — | 22 | 4 | 800 | — | — | — | 13,75 | 30,00 | 10,00 | — | 10,00 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 11 | — | 4 | 3 | 600 | 2 950 | — | 112,40 | 8,75 | 79,00 | 6,00 | 16,00 | 6,00 | 16,00 | 225,00 | 134,00 | 16,00 | 375,00 | 56,25 | 35,60 | 6,40 | 1,60 | 99,85 | 2,60 | 3,84 | 21,59 | 110 | 88 | 8 787 | 9 162 | 3,0 | 220/220 | 2,60 | 9 299 | 2,40 | 0,41 | 1,80 | 90,73 | 88,93 | 93,50 | |
| 12 | — | 7 | 21 | 800 | — | 28,50 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 13 | — | 21 | 20 | 800 | — | 12,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 14 | — | 6 | 20 | 600 | — | 18,75 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 15 | — | 20 | 19 | 500 | — | 12,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 16 | — | 5 | 19 | 600 | — | 17,50 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 17 | — | 19 | 3 | 500 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 18 | $10_1$, SE | 3 | 2 | 1 000 | 3 950 | 1,75 | 203,40 | — | 91,25 | 14,00 | 30,00 | 13,25 | 29,25 | 404,00 | 155,00 | 30,00 | 589,00 | 101,70 | 4,10 | 12,00 | 2,95 | 157,65 | 2,64 | 6,33 | 27,92 | 90 | 72 | 11 351 | 11 940 | 2,6 | 250/250 | 2,64 | 12 166 | 2,59 | 0,43 | 2,60 | 88,63 | 86,03 | 91,10 | |
| 19 | — | 21 | 18 | 600 | — | 20,75 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 20 | — | 18 | 17 | 500 | — | 12,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 21 | — | 20 | 17 | 600 | — | — | — | — | — | — | — | 17,50 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 22 | — | 17 | 15 | 500 | — | — | — | — | — | 12,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 23 | — | 19 | 15 | 600 | — | 5,00 | — | — | — | — | — | 13,75 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 24 | — | 15 | 2 | 650 | — | — | — | — | — | 17,54 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 25 | — | 2 | 1 | 600 | 4 550 | — | 241,40 | — | 91,25 | 26,62 | 86,41 | — | 66,50 | 485,00 | 156,00 | 86,40 | 727,00 | 120,70 | 4,10 | 35,56 | 6,05 | 202,31 | 2,64 | 3,78 | 31,70 | 70 | 56 | 11 350 | 12 077 | 2,6 | 250/250 | 2,64 | 12 166 | 2,70 | 0,51 | 1,56 | 86,03 | 84,47 | 89,00 | |
| 26 | — | 18 | 13 | 1 000 | — | — | — | — | — | 42,75 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 27 | — | 13 | 12 | 500 | — | — | — | — | — | 8,13 | — | 8,15 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 28 | — | 17 | 16 | 700 | — | — | — | — | — | 13,88 | — | 15,58 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 29 | — | 16 | 16 | — | — | — | — | — | — | 3,75 | — | — | — | — | — | 108,00 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 30 | — | 16 | 12 | 300 | — | — | — | — | — | 3,12 | — | 3,01 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 31 | — | 12 | 11 | 500 | — | — | — | — | — | 16,25 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 32 | — | 15 | 14 | 500 | — | — | — | — | — | 10,62 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 33 | — | 14 | 14 | — | — | — | — | — | — | 7,50 | — | — | — | — | — | 200,00 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 34 | — | 14 | 11 | 500 | — | — | — | — | — | 17,63 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| 35 | — | 11 | 1 | 500 | — | — | — | — | — | 16,75 | 140,00 | — | — | — | — | 140,00 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| — | — | 1 | 1 | — | — | — | 241,40 | — | 91,25 | — | 226,31 | — | 87,04 | 485,00 | 156,00 | 5,27 | 1 168,00 | 120,70 | 4,10 | 90,52 | 8,70 | 260,92 | — | — | — | 70 | 56 | 14 600 | 15 768 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | Deversor $Q_{uz} = 5.1168 - 5840$ l/s |
| — | — | 1 | SE | 600 | 5 150 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 5 840 | 2,0 | 200/200 | 1,99 | 5 888 | 1,52 | 0,52 | 1,20 | 84,47 | 83,27 | 86,00 | Debit deversat : 15 768 − 5840 = 9928 l/ |

## 6.1. CĂMINE DE VIZITARE

Căminele de vizitare se folosesc în rețeaua de canalizare pentru supravegherea, întreținerea și curățarea canalelor, la schimbări de pante și de diametre, la intersecții și schimbări de direcție, la capetele terminus, la racorduri și pe diferitele construcții speciale ale canalizării, care trebuie să fie vizitate și întreținute.

Distanțele între cămine, pe canale în aliniament, sînt de 40—60 m pentru canale nevizitabile și 100—150 m pentru canale vizitabile.

În sistemul divizor sînt necesare cîte două cămine de vizitare. Ele se pot dispune separat sau juxtapuse (fig. XXV.33).

Căminele de vizitare sînt tipizate conform STAS 2448-63 (fig. XXV.34 și se execută din elemente prefabricate de beton, beton monolit și de cărămidă. Secțiunile din

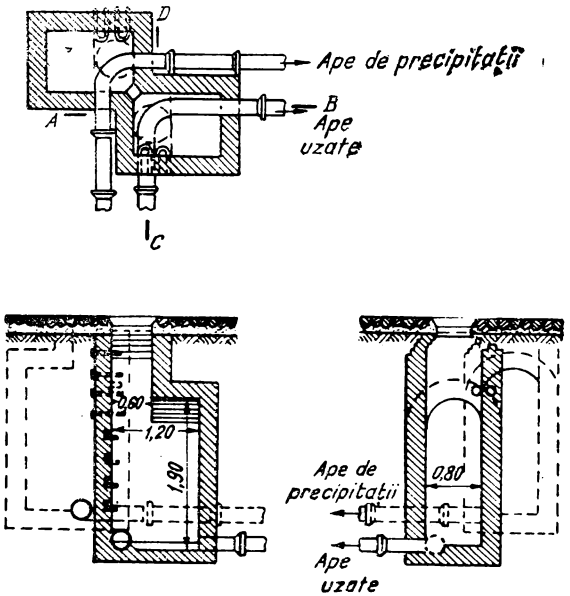



Fig. XXV.33. Cămine cuplate (sistem separativ).

elemente prefabricate de beton sînt circulare, $Dn$ = 80 cm și $Dn$ = 80/100 cm, iar a celor de cărămidă rectangulare de dimensiuni 80/80 cm sau 80 × 80/100 × 100 cm. Grosimile pereților pentru înălțimi pînă la 7 m sînt date în STAS 2448—63; peste 7 m se calculează în raport cu încărcările.

În raport cu nivelul apelor subterane, peste radierul căminului, sau în pămînturi macroporice sensibile la înmuiere se iau măsuri constructive de hidroizolare pentru asigurarea etanșeității prin realizarea unor construcții monolit cu permeabilitate redusă,

cu hidroizolație exterioară și se protejează în interior cu o tencuială de mortar sclivisită. De asemenea, se iau măsuri speciale pentru etanșarea rostului de pătrundere a tuburilor în cămin.

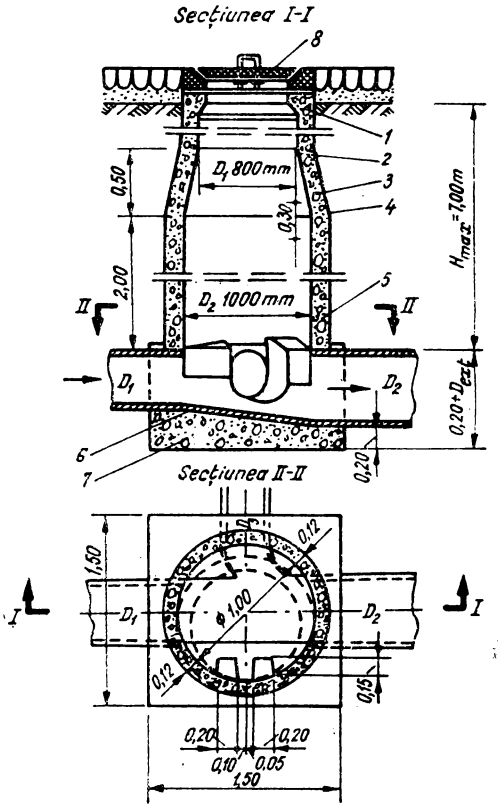



Fig. XXV.34. Cămin de vizitare din elemente prefabricate (STAS 2448-63):

*1* — beton pentru aducere la cotă, B 90; *2* — tuburi de beton prefabricate (*Dn* = 80, *L* = 100); *3* — tub de beton prefabricat (*Dn* 100/80, *L* = 50); *4* — mortar de ciment M 100; *5* — tuburi prefabricate de beton (*Dn* 100, *L* = 100; *6* — tencuială cu mortar de ciment M 100; *7* — beton simplu B 50; *8* — capac și ramă din beton armat (STAS 6046—59).

Pentru apele agresive de canalizare, din incintele industriale, rigolele căminelor se execută din materiale anticorosive (tuburi de bazalt), sau pe înălțimea apelor agresive se protejează cu materiale speciale (scoici de bazalt, cărămizi ceramice etc.).

Racordarea canalelor în interiorul căminelor se face prin amenajarea de rigole, avînd curbe care să permită o scurgere în bune condiții hidraulice și o pantă continuă, între secțiunea de intrare și ieșire din cămin. Canalele secundare care se leagă prin cămin la un canal principal se dispun cel puțin la nivelul crestelor.

Accesul în cămin se realizează cu trepte de oțel-beton ∅ 20 mm dispuse pe două rînduri, încastrate în pereții căminului, sau se folosesc scări prinse sub capac și în radier.

Căminele de vizitare se acoperă cu capace în rame de beton armat (STAS 6046-59) și în cazuri speciale cu capace de fontă (STAS 3615-52). Greutatea unui capac cu ramă de fontă pentru străzi carosabile cu încărcarea pe roată de 8 t, este de 230 kg, pentru spații necarosabile 55 kg, iar mărimea gurilor de intrare 600 mm, respectiv 545 mm. În cazul canalelor de secțiuni mari, care necesită dispozitive mari de curățat, se construiesc cămine, de cărămidă sau de beton cu guri de intrare mai mari.

## 6.2. GURI DE SCURGERE

Gurile de scurgere au ca scop colectarea apelor meteorice și reziduale de la spălarea pavajelor (de pe străzi și din diferite incinte) și evacuarea lor în rețeaua de canale.

Amplasarea gurilor de scurgere se face la rigolele străzilor în punctele cele mai joase.

La intersecții de străzi, gurile de scurgere se amplasează în raport cu direcția pantelor longitudinale, în dreptul liniei care marchează fațada clădirilor și în afara benzilor de circulație a pietonilor (fig. XXV.35).

*Tabelul XXV.17*

**Distanțele orientative între gurile de scurgere la străzi cu lățime pînă la 30 m**

| Panta longitudinală a străzii | $i < 0{,}004$ | $0{,}004 < i < 0{,}006$ | $0{,}006 < i < 0{,}01$ | $0{,}01 < i$ |
|---|---|---|---|---|
| Distanța între gurile de scurgere | 50 | 60 | 70 | 80 |

Distanța între gurile de scurgere în lungul străzilor (tabelul XXV.17) sau în incintele unităților se calculează în funcție de panta longitudinală a străzii; cu cît panta străzii este mai mare, cu atît distanța este mai mare, pentru aceeași lățime de stradă. Distanța între gurile de scurgere este limitată de capacitatea de transport a rigolei (lățimea oglinzii de apă să nu depășească 1,00—1,50 m) și de debitul ce poate trece prin grătar.

Debitul unei guri de scurgere tip A STAS 6701-63 alimentat dintr-o parte poate fi la 15—20 l/s. În incintele unităților o gură de scurgere alimentată din două părți poate primi apele de la o suprafață de 4 000—5 000 m².

Gura de scurgere cuprinde: corpul gurii, grătarul și racordul. Gurile de scurgere se construiesc la noi de două tipuri: cu depozit și sifon (STAS 6701-63) și fără depozit (fig. XXV. 36). Gurile cu depozit și sifon se utilizează pentru sistemul unitar pentru pante mici ale canalelor, cînd rețeaua nu este suficient aerisită și cînd apele de ploaie antrenează nisipuri (pavaje de bolovani și pavele pe strat de nisip). Aceste guri prezintă dezavantajul că trebuie curățate periodic (aproximativ o dată pe lună).

Gurile de scurgere fără depozit se utilizează la sistemul separativ pe rețeaua meteorică și la sistemul unitar, cînd rețeaua are pante suficiente și cînd este bine aerisită.

Racordul gurii de scurgere este format din tuburi de beton $Dn = 20$ cm (STAS 816-63) și are panta variind între 0,05 și 0,02.

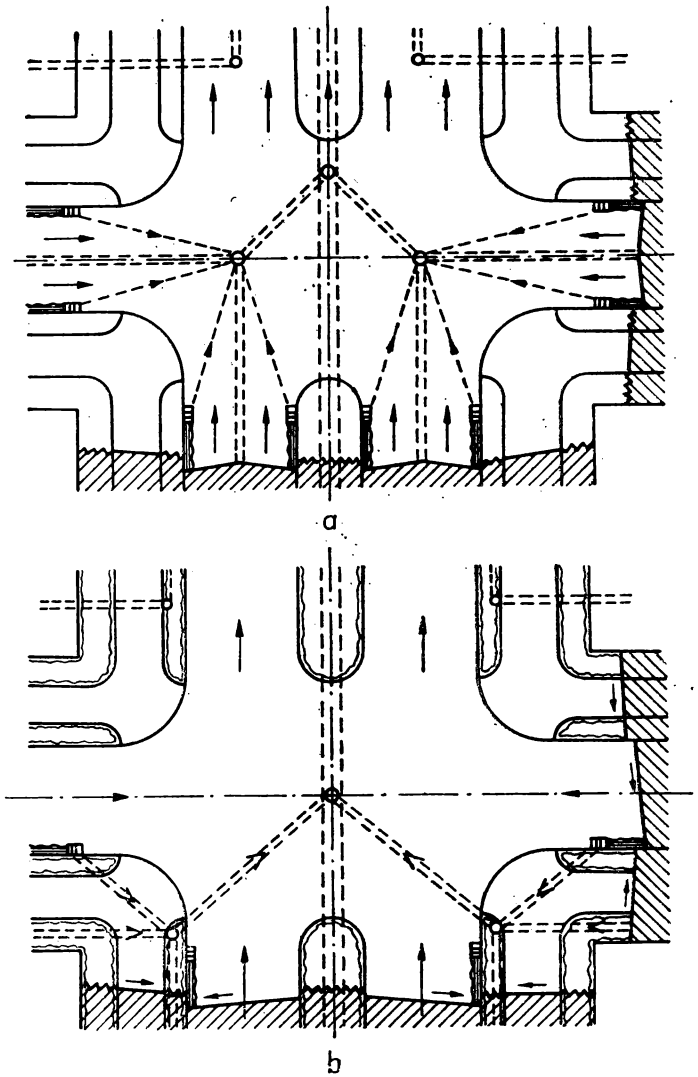



Fig. XXV.35. Amplasarea gurilor de scurgere la intersecții:
*a* – canalizare pe partea carosabilă (profil carosabil cu două pante);
*b* – idem, pe spații verzi (profil carosabil cu o pantă).

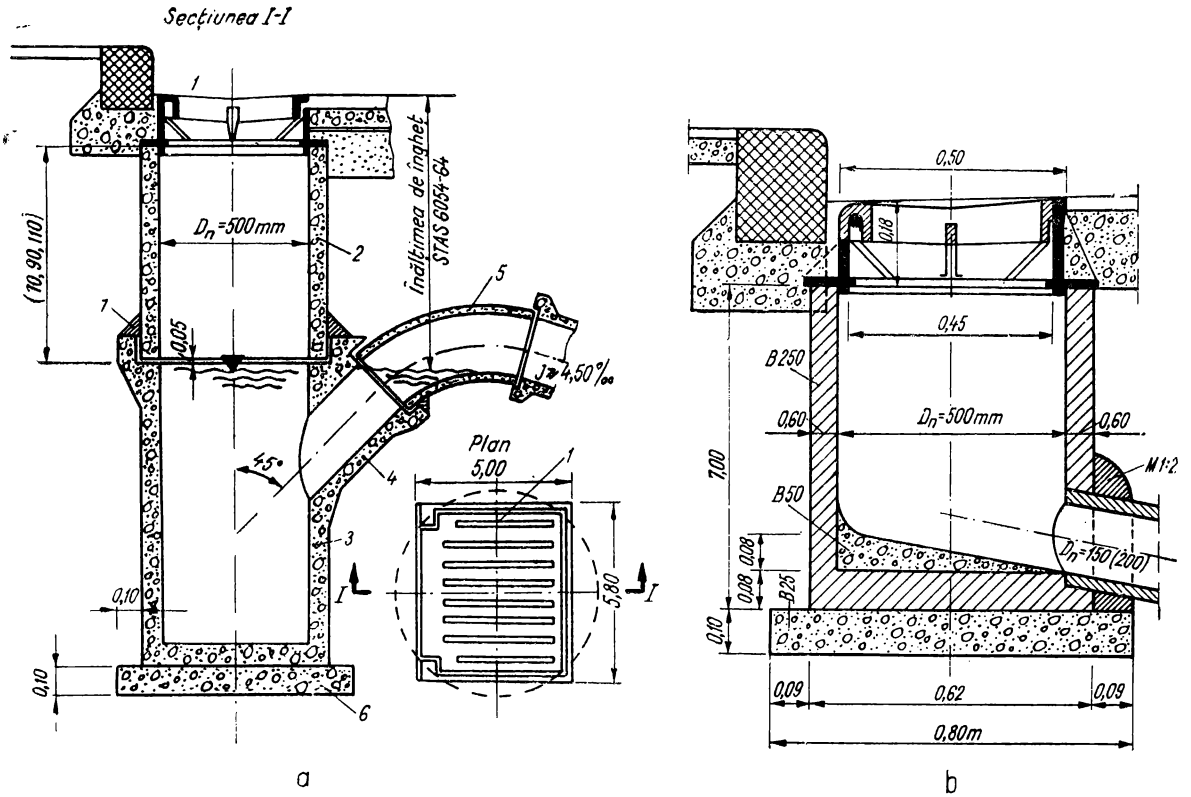



Fig. XXV.36. Guri de scurgere :

*a* — cu depozit și sifon; *b* — fără depozit; *1* — grătar carosabil (STAS 3272-52); *2* — tub superior; *3* — tub de bază; *4* — ștuț; *5* — curbă de 60 — 90° (STAS 816—63); *6* — beton de egalizare, B 20; *7* — mortar de ciment 1 : 2, M 50.

În plan, unghiul traseului racordului cu canalul public nu se face mai mic decît 90°, se preferă 135°. Legătura la corpul gurii de scurgere se face la limita adîncimii de îngheţ, iar în canalizare la creasta canalului. La intersecţia cu canalizarea colectoare se prevede un cămin de vizitare, atunci cînd lungimea racordului este cuprinsă între 15 şi 40 m. Pentru lungimi mai mici decît 15 m şi cînd viteza apei în canalul public este mai mare decît 1 m/s, se admite şi legătura directă.

### 6.3. CAMERE DE RUPERE DE PANTĂ

Camerele de rupere de pantă se folosesc pentru racordarea canalelor situate la înălţimi diferite, cu scopul de a se menţine viteza de curgere în canalizare în limitele maxime admisibile şi pentru reducerea volumului de terasamente.

Amplasarea căminelor de rupere de pantă se face cu un tronson înainte de vărsarea în canalul colector şi la limita adîncimii minime necesare de pozare a canalului. În funcţie de mărimea dimensiunilor canalelor şi de înălţimea de cădere se utilizează mai multe tipuri de camere: pentru diametre mici pînă la 60 cm şi înălţimi de cădere pînă la 3—4 m, se utilizează camere cu tub vertical de fontă şi cot de racordare (fig. XXV.37). De obicei, tubul vertical este în afara căminului de vizitare. Tubul vertical se ia cu 10 cm mai mic decît canalul din amonte şi nu mai mic de 200 mm.

Pentru diametre mari se utilizează camere în care se amplasează deversoare libere, sau camere cu disipator de energie în trepte.

Dimensionarea camerei cu deversor liber se face cu formulele hidraulice ale deversoarelor:

— înălţimea pragului (a saltelei de apă) $p$ se determină din relaţiile:

$$T_0 = h_c + \frac{q_0^2}{2g\,\varphi^2\,h_c^2}; \qquad \text{(XXV.17)}$$

$$B = \frac{0{,}451\,q_0}{\sqrt{h_c}} - 0{,}5\,h_c;$$

$$p = B - h_H,$$

în care: $T_0$ este energia medie specifică a curentului, în m;

$B$ — înălţimea pînzei de apă aval, în m;

$h_c$ — înălţimea pînzei de apă în secţiunea strangulată, în m;

$\varphi$ — coeficientul de viteză, care se ia egală cu 1;

$q_0 = \frac{q}{d}$ — debitul pe unitatea de lăţime a canalului de ieşire, în l/s · m;

$d$ — diametrul canalului; în m;

$q$ — debitul de calcul, în l/s;

$p$ — înălţimea pragului, în m;

$h_H$ — înălţimea de umplere a canalului de ieşire, în m.

Pentru uşurinţa calculului s-a întocmit nomograma din fig. XXV.38. Calculul se face prin încercări. Iniţial se determină:

$$T_0 = H + H_0 + p = H + h_b + \frac{v^2}{2g} + p,$$

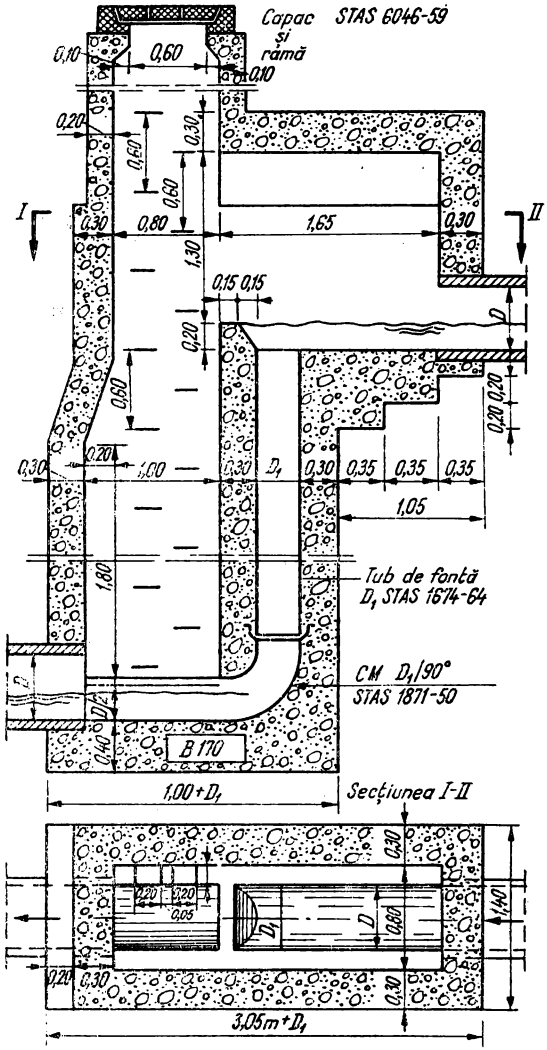



Fig. XXV.37. Cămin de rupere de pantă (București).

pentru un anotimp $p$ în care :

$H_0$ este presiunea în canalul de intrare, în m ;

$v$ — viteza apei în canalul de intrare, în m/s ;

$h_b$ — înălțimea apei în canalul de intrare, în m ;

după aceea se găsește pe nomogramă punctul corespunzător valorilor $T_0$ și $q_0$. Pe baza punctului găsit se determină valorile $B$ și $h_c$. Calculînd din valoarea lui $B$ înălțimea de umplere $h_H$ se află înălțimea pragului $p$. Pentru siguranță se dă un spor de 10—15 %.

Lungimea camerei este :

$$L = 2\ l_1 \text{ [m]}; \qquad \text{(XXV.18)}$$

$$l_1 = 1{,}15\ \sqrt{H_0\ (H + 0{,}33\ H_0)} \text{ [m]}.$$

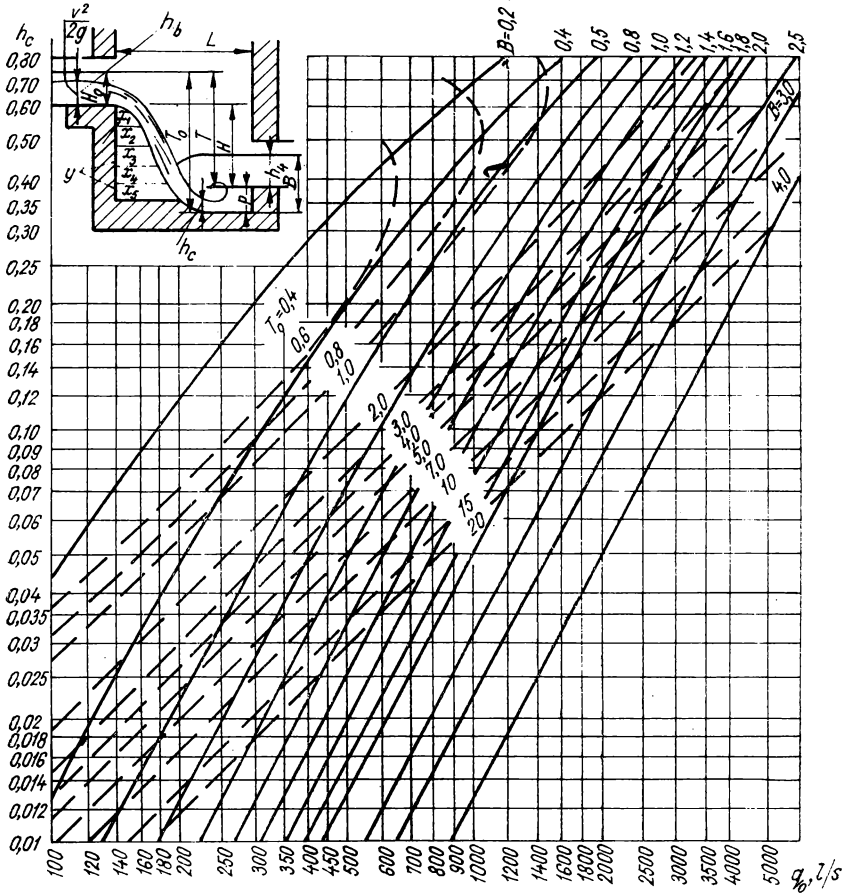



Fig. XXV.38. Nomogramă pentru dimensionarea disipatorului de energie (după Z. N. Șișkin).

Coordonatele punctelor parabolei deversorului sînt :

$$x = l_1 \sqrt{\frac{y}{H}} \text{ [m]}. \qquad \text{(XXV.19)}$$

Dînd diferite valori lui $y$ se determină $x$.

La camerile cu disipator de energie în trepte, lungimea treptelor este dată de formula :

$$l = y + 3\ h, \qquad \text{(XXV.20)}$$

în care : $l$ este lungimea treptei, în m ;
$h$ — înălțimea treptei, în m ;
$y$ — distanța de cădere a apei la pragul treptei.

Camerele de rupere de pantă cu tub vertical se pot executa din prefabricate de beton, beton monolit sau de cărămidă, iar acele cu deversor liber și în trepte, din beton monolit. Camerele sînt prevăzute la fel ca și căminele de vizitare, cu capace, scări de acces și, în cazul apelor subterane și a apelor agresive, se iau aceleași măsuri de protecție

## 6.4. CAMERE DE INTERSECȚIE

Camerele de intersecție au drept scop îmbinarea canalelor cu diametre mai mari de 50 cm. Pînă la diametrul de 1 m se utilizează camere în formă de cămine de vizitare cu dimensiuni mai mari. Raza rigolelor de racordare se ia 1—2 $Dn$. La canale cu diametrul mai mare de 1 m, se construiesc camere de intersecție de formă specială (fig. XXV.39). Raza de racordare a axelor canalelor se consideră 5—10 $Dn$ ($Dn$ fiind diametrul canalului cel mai mic).

Racordarea în plan vertical între două sau mai multe canale se face pe principiu de a nu se produce remuuri, care pot provoca depuneri și inundarea subsolurilor. La racordarea canalelor trebuie ca întotdeauna radierul canalului secundar să fie mai sus decît al canalului colector.

La sistemul unitar și la canalele de ploaie din sistemul separativ, racordarea se face la creasta canalului celui mai mare.

În cazul în care unul din canalele de racord are o înălțime mai mică, față de celelalte canale ce se intersectează, racordarea pe verticală se face cu radierul la nivelul suprafeței apelor menajere (aproximativ la limita de jos a treimii mijlocii a canalului mare), cu amplasarea pe canalul mic, în cazul unei diferențe mai mari, a unui cămin de rupere de pantă.

La sistemul divizor, pentru canalele de apă uzată, racordarea pe verticală se face la nivelul suprafeței apelor uzate.

În mod aproximativ, căderile la racordarea canalelor în plan vertical, între radierul canalului intrat și radierul canalului principal, se consideră următoarele :

— profiluri circulare $Dn$ 0,20... 0,60 m ; $h = 0{,}35\ Dn$ ;
— profiluri ovoide $B/H = 50 \times 75 \ldots 100 \times 150$ cm ; $h = 0{,}3H$ ;
— profiluri clopot $H = 1{,}50 \ldots 3{,}00$ m ; $h = 0{,}4H$,

în care : $Dn$ este diametrul canalului principal ;
$H$ — înălțimea canalului principal ;
$h$ — înălțimea căderii.

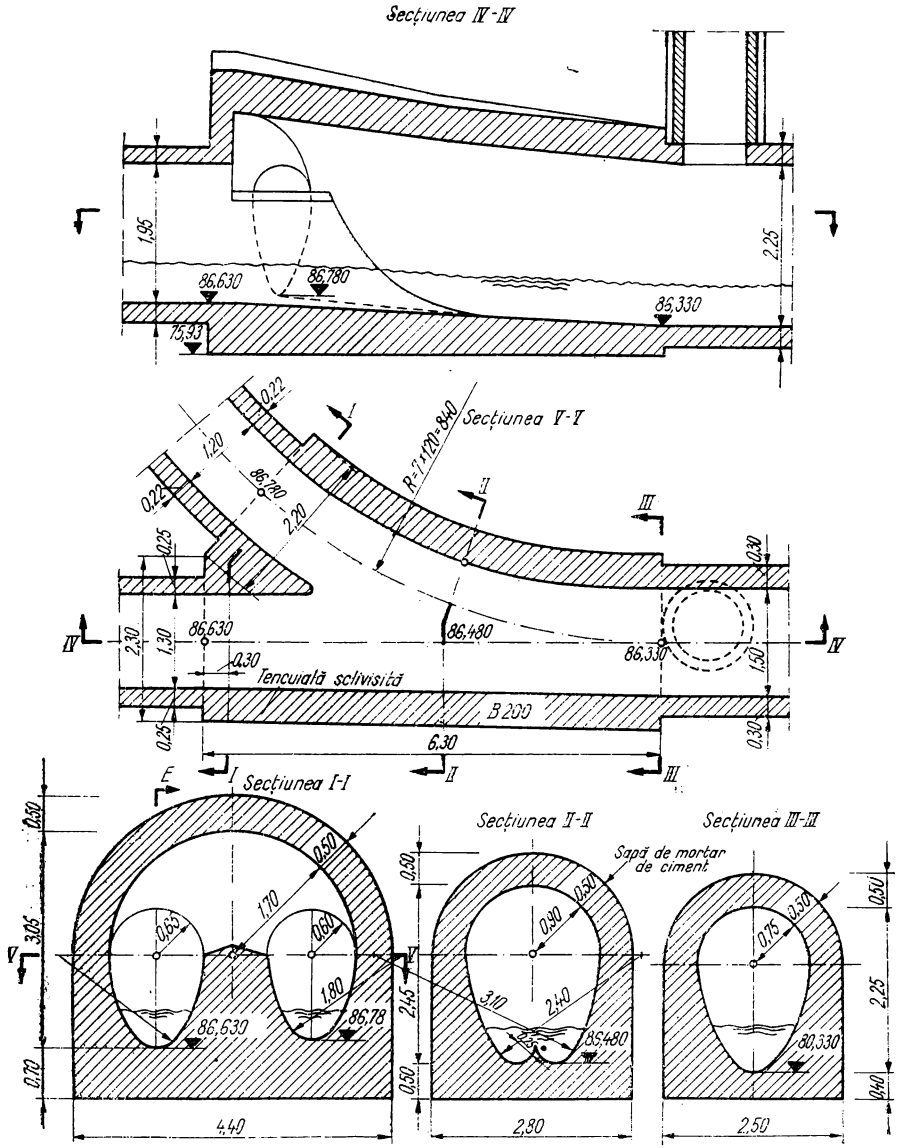



Fig. XXV.39. Cameră de intersecție.

Pentru înălțimi de construcție suficient de mari, camerele de intersecție se acoperă cu boltă de beton simplu sau slab armat, iar pentru înălțimi mici cu planșeu de beton armat. Camerele se execută din beton monolit, se protejează în interior cu o tencuială de ciment sclivisită, iar în exterior cu o hidroizolație de mortar de ciment sau de bitum.

Camerele de intersecție se prevăd cu cămine de vizitare și instalații de ventilație naturală.

## 6.5. GURI DE ZĂPADĂ

Îndepărtarea zăpezii din centrele populate se face, în anumite condiții, în mod economic prin rețeaua de canalizare. Se folosesc camere speciale de aruncat zăpadă (fig. XXV.40) și cămine de vizitare. Camerele de zăpadă se amplasează pe canalele colectoare care au o înălțime de cel puțin 1,20 m apă uzată. Sînt prevăzute cu două orificii, unul pentru aruncat zăpada și celălalt pentru întreținere. În interior, se prevede un gabarit de cel puțin 1,80 m, pentru a putea fi controlată funcționarea. Practica de la noi a arătat că se pot folosi tot atît de bine și căminele de vizitare de pe canalele colectoare.

## 6.6. DEVERSOARE

Deversoarele sînt construcții care servesc la descărcarea unor cantități de apă din canalizare, în emisar. De asemenea, se folosesc pentru descărcarea apelor din canale în bazine de retenție sau dintr-un canal mai mic în altul mai mare.

În sistemul unitar, prin deversoare se descarcă apa din ploi amestecată cu apă uzată, după o diluare corespunzătoare.

Amplasamentul deversoarelor depinde de locul unde este posibilă evacuarea apelor de ploaie în emisar și de condițiile tehnico-economice și sanitare. Cînd sînt îndeplinite condițiile tehnico-sanitare, se recomandă ca deversoarele să se amplaseze acolo unde se concentrează cantități mari de apă (la intersecția canalelor colectoare), la distanțe cît mai apropiate de emisar.

Debitul de apă descărcată prin deversor se calculează cu formula:

$$Q_{uz.dev} = (Q_{uz} + Q_{pl}) - nQ_{uz} \ [m^3/s], \qquad (XXV.21)$$

în care: $Q_{uz.dev}$ este debitul de apă amestecată ce se deversează;

$Q_{pl}$ — debitul de apă de ploaie;

$Q_{uz}$ — debitul de apă uzată;

$n$ — raportul de diluare stabilit pe baza STAS E 4706-66.

Raportul de diluare $n$ se poate determina după metode obișnuite în funcție de caracteristicile hidrologice și de capacitatea de autoepurare a emisarului, de modul de utilizare a apelor emisarului, de încărcarea apelor uzate etc. La stabilirea încărcării apelor uzate deversate se adaugă încărcarea apelor de ploaie ($CBO_5$ de 40—50g/m$^3$).

Normativele sovietice [45] prevăd și calculul următorilor indici de funcționare a deversoarelor: frecvența de deversare anuală $m_0$, timpul de funcționare anuală $T$, volumul de apă uzată deversată $W_{uz}$ și volumul de apă de ploaie deversată $W_{dev}$.

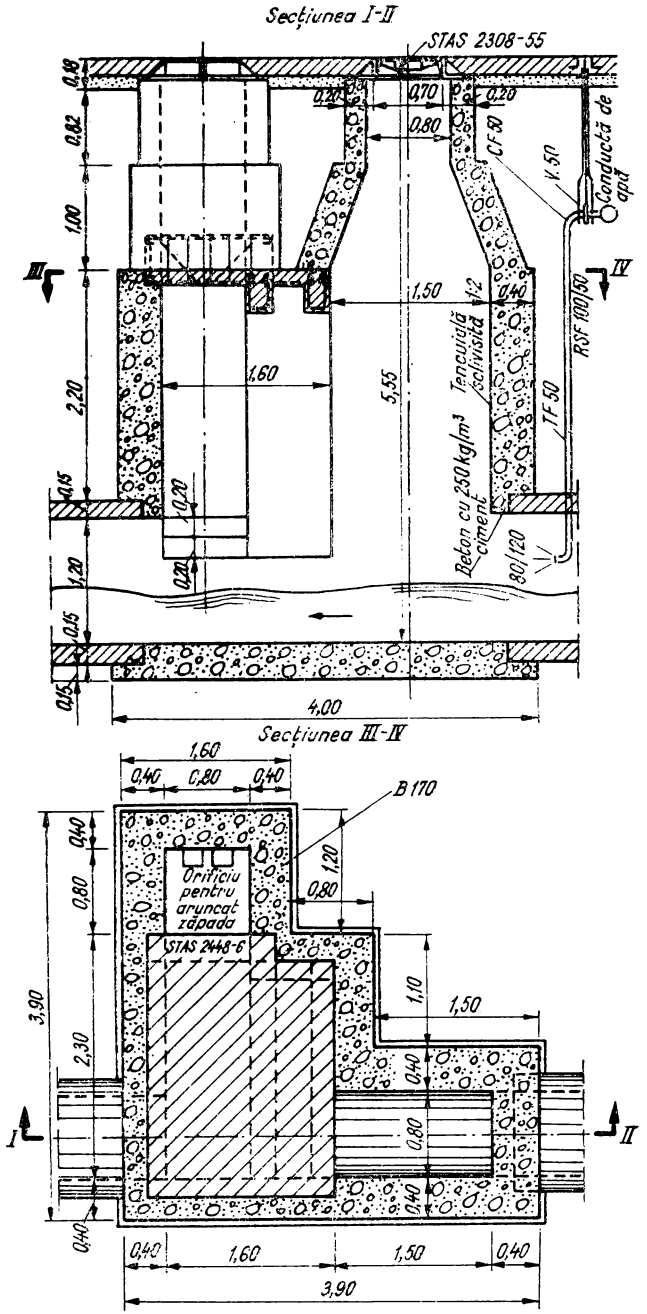



Fig. XXV.40. Gură pentru zăpadă (București).

Indicii se calculează cu următoarele formule :

$$m_0 = \left[0{,}8\left(\frac{n_0}{s}\right)^{0{,}833}(1 + C \lg p) + 0{,}2\right]^{-3}; \qquad \text{(XXV.22)}$$

$$T = K' t_0 \ [\text{min}]; \qquad \text{(XXV.23)}$$

$$W_{dev} = n_0 Q_{uz} t_0 K' \ [\text{m}^3/\text{an}]; \qquad \text{(XXV.24)}$$

$$W_{uz} = Q_{uz} t_0 K_u \ [\text{m}^3/\text{an}]; \qquad \text{(XXV.25)}$$

$$W_{pl} = W_{dev} - W_{uz} \ [\text{m}^3/\text{an}]; \qquad \text{(XXV.26)}$$

în care : $C$ este coeficientul care depinde de particularitățile climatice ale regiunii ; la noi se poate lua 0,85 ;

$s = \frac{Q_{pl}}{Q_{uz}}$ ;

$p$ — perioada de depășire a ploii de calcul (frecvența) în anii ;

$t_0$ — timpul de calcul al colectorului, în min ;

$K'$, $K''$, $K_u$ și $\frac{Q_{dev}}{Q_{uz}}$ se iau din tabelul (XXV.18) ;

$n_0$ — coeficientul de diluție.

Cunoscînd raportul $\frac{Q_{dev}}{Q_{uz}}$ și $n_0$ se deduce $m_0$ (tabelul XXV.18).

*Tabelul XXV.18*

**Coeficienții de calcul ai deversoarelor**

| $m_0$ | $K'$ | $K''$ | $K_u$ | $\frac{Q_{dev}}{Q_{uz}}$ | $m_0$ | $K'$ | $K''$ | $K_u$ | $\frac{Q_{dev}}{Q_{uz}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,26 | 0,03 | 0,012 | 0,162 | 55 | 94,60 | 7,37 | 1,94 | 0,337 |
| 2 | 2,56 | 0,07 | 0,027 | 0,176 | 60 | 107,00 | 8,98 | 2,25 | 0,340 |
| 3 | 3,84 | 0,11 | 0,043 | 0,181 | 65 | 120,00 | 11,00 | 2,60 | 0,359 |
| 4 | 5,20 | 0,15 | 0,059 | 0,188 | 70 | 134,00 | 13,30 | 3,00 | 0,376 |
| 5 | 6,55 | 0,20 | 0,076 | 0,195 | 75 | 150,00 | 16,40 | 3,48 | 0,387 |
| 7 | 9,31 | 0,27 | 0,113 | 0,207 | 80 | 166,00 | 18,70 | 3,74 | 0,394 |
| 10 | 13,50 | 0,47 | 0,177 | 0,221 | 85 | 188,00 | 24,50 | 4,60 | 0,412 |
| 15 | 20,40 | 0,77 | 0,287 | 0,237 | 90 | 212,00 | 31,60 | 5,52 | 0,436 |
| 20 | 28,40 | 1,19 | 0,416 | 0,249 | 95 | 239,00 | 40,60 | 6,60 | 0,457 |
| 25 | 36,50 | 1,72 | 0,581 | 0,267 | 100 | 275,00 | 53,60 | 8,05 | 0,488 |
| 30 | 45,00 | 2,30 | 0,748 | 0,281 | 105 | 322,00 | 74,70 | 10,30 | 0,531 |
| 35 | 53,20 | 2,92 | 0,927 | 0,287 | 110 | 388,00 | 104,00 | 13,80 | 0,593 |
| 40 | 63,20 | 3,82 | 1,150 | 0,305 | 115 | 491,00 | 180,00 | 20,20 | 0,693 |
| 45 | 72,90 | 4,81 | 1,380 | 0,313 | 120 | 714,00 | 400,00 | 40,00 | 0,937 |
| 50 | 82,50 | 5,74 | 1,580 | 0,319 | — | — | — | — | — |

Un alt mod de calcul al deversoarelor este calculul după o ploaie limită de la care deversoarele încep să lucreze. Metoda de calcul se utilizează în R. F. a Germaniei, Elveţia etc.; în R. F. a Germaniei se admite ca ploaia limită, ploaie de intensitate 6—10 l/s · ha ce corespunde unui coeficient de diluare de 6—9.

Deversarea apelor din canalizare în emisar se poate face prin diferite construcţii de deversare (fig. XXV.41).

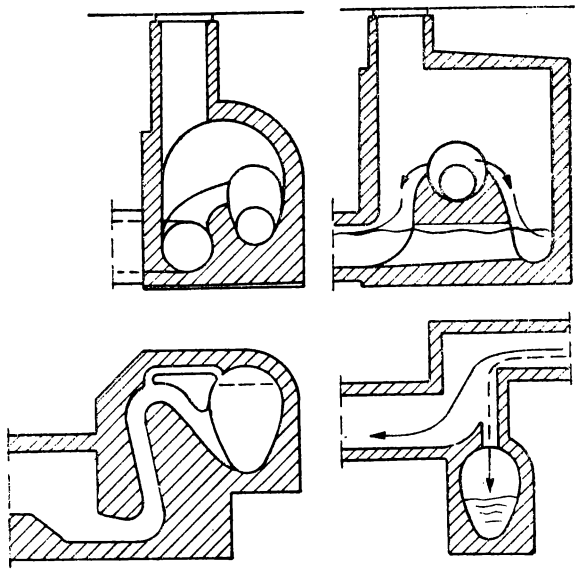


Fig. XXV.41. Tipuri de deversoare.

De obicei, în canalizare se folosesc camere deversoare (fig. XXV.42) care cuprind: pragul deversor, camera deversoare şi canalul deversor.

Pragul deversor este de tipul lateral, paralel sau înclinat pe direcţia de curgere în canale, cu pînza de apă liberă sau înecată.

Forma pînzei de apă pe deversor este diferită după modul de scurgere al apei în canalizare, lentă sau rapidă. La scurgerea lentă înălţimea apei pe deversor creşte din capătul aval al deversorului spre capătul amonte, iar la scurgerea rapidă descreşte.

Lungimea pragului deversor rezultă din relaţiile:

— pentru deversor liber:

$$q = 1{,}89\ b\ h^{3/2}\ \ [\mathrm{m^3/s}]; \qquad \text{(XXV.27)}$$

— pentru deversor înecat:

$$q = 1{,}89\ b\ (h^{3/2} + 1{,}41\ a\ h^{1/2})\ \ [\mathrm{m^3/s}]; \qquad \text{(XXV.28)}$$

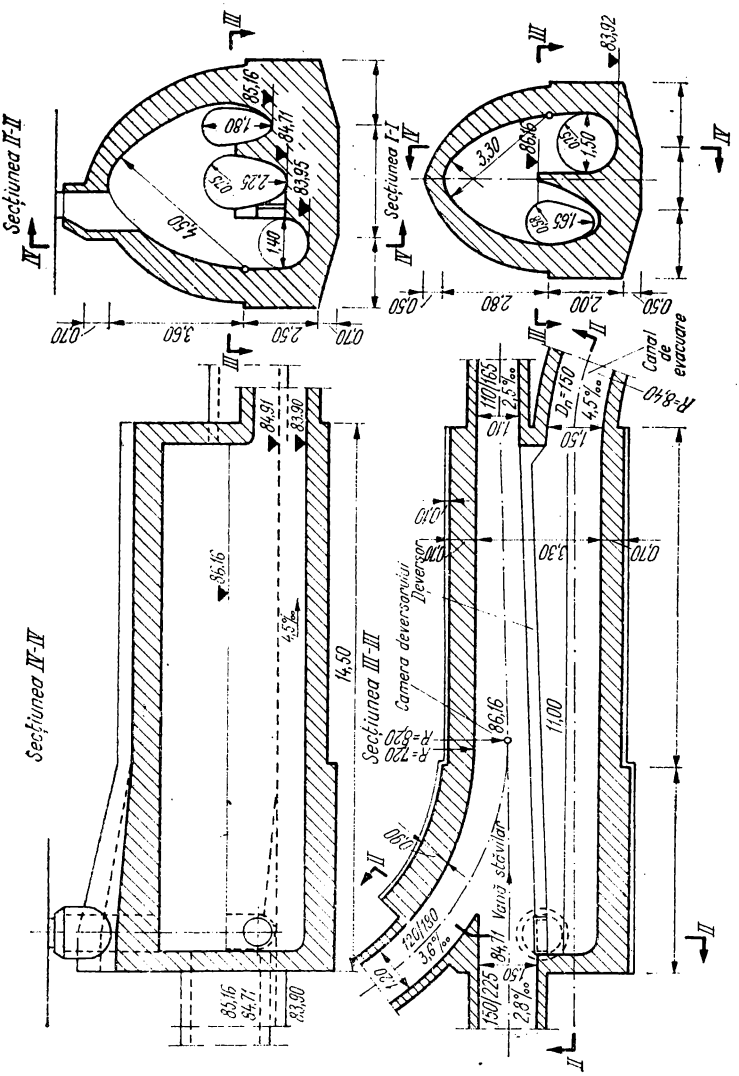



Fig. XXV.42. Cameră deversoare.

în care : $q$ este debitul de apă deversată, în $m^3/s$ ;
$b$ — lungimea deversorului, în m ;
$h$ — înălțimea lamei deversate deasupra pragului, în m ;
$a$ — diferența între nivelul apei în aval și nivelul pragului deversor, în m.

Formulele (XXV.27) și (XXV.28) dau deversoare foarte scurte. Ele sînt valabile atunci cînd prin măsuri constructive se produce o suprainălțare a pînzei de apă pe deversor, prin dispunerea înclinată a deversorului lateral și prin intercalarea între capătul aval al deversorului și canalul aval, a unui tronson de canal de lungime aproximativ 50 m, de dimensiune mai mică decît a canalului aval. De aceea, în unele orașe germane, de exemplu Dresda, s-au aplicat lungimi de deversoare mult mai mari și anume rezultate din relațiile :

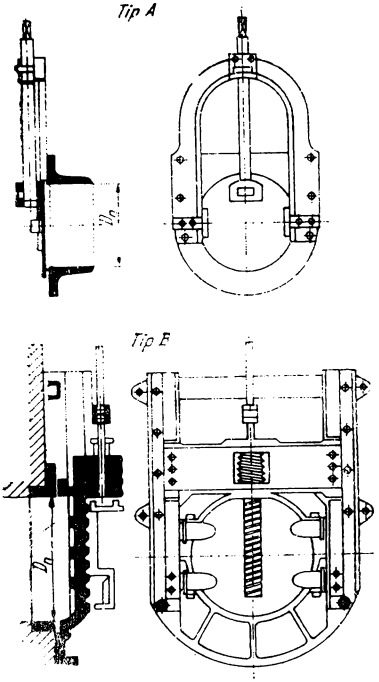



Fig. XXV.43. Vane stăvilar.

$$q = 0{,}48\ b\ h^{3/2}\ [m^3/s]\ ; \qquad \text{(XXV.29)}$$

$$q = 0{,}48\ b\ (h^{3/2} + 1{,}41\ a\ h^{1/2}). \quad [m^3/s]. \qquad \text{(XXV.30)}$$

În primul caz, pentru reglarea înălțimii pînzei de apă din deversor, se recomandă amplasarea în pragul deversor a unei vane stăvilar (fig. XXV.43).

Dimensiunea în plan a camerei de deversare rezultă din lungimea pragului deversor și din dimensiunile și condițiile de racordare a canalelor, iar în plan vertical din înălțimea necesară vizitării și manevrării stavilelor de reglare a debitului și din înălțimea de construcție.

Camerele de deversare se execută de obicei din beton monolit și în raport cu înălțimea de construcție disponibilă se acoperă cu boltă sau cu planșeu de beton armat. Pentru acces se prevăd cămine de vizitare, iar pentru aerisire posibilități de ventilare. În cazul în care este posibilă inundarea camerei deversoare la apele mari ale emisarului, în camera deversoare se prevăd dispozitive de oprire a apelor (stavile, grinzi mobile de lemn, clapete automate etc.).

Canalul deversor leagă camera deversoare de emisar. Secțiunea transversală se proiectează de obicei circulară sau clopot. Viteza de scurgere la secțiunea plină se consideră 0,8 la 1,00 m/s.

## 6.7. BAZINE DE RETENȚIE

Bazinele de retenție sînt construcții care înmagazinează parte din apele de ploaie din canalizare și care apoi se scurg, în timp mai îndelungat, în canale colectoare sau

direct în emisar. În sistemul unitar bazinele de retenție acumulează ape uzate amestecate (ape din ploi și ape uzate), iar în sistemul separativ ape din ploi. Se folosesc în următoarele cazuri:

— cînd se adaugă noi teritorii de canalizat, în afara celor prevăzute în proiect;

— pe canale colectoare în cuprinsul limitei de canalizat, sau în afara teritoriului, pentru reducerea secțiunii canalelor colectoare;

— cînd este necesară mărirea coeficientului de diluare a apelor deversate, în care caz se amplasează între camera deversoare și emisar;

— cînd debitele de apă de ploaie ale incintelor unor unități sînt calculate la o frecvență mai mică decît a canalizării orășenești. Se amplasează în incintele unităților, înainte de căminul de racord;

— la racordarea între canalizarea deschisă și subterană. Se amplasează înainte de racordare.

Capacitatea bazinelor de retenție se poate stabili cu următoarea relație:

$$W = K\, Q_{calc} + t_{calc}, \qquad \text{(XXV.31)}$$

în care: $W$ este capacitatea, în $m^3$;

$Q_{calc}$ — debitul de calcul în secțiunea unde se face derivația spre bazinul de retenție, în $m^3/s$;

$t_{calc}$ — timpul de calcul în aceeași secțiune, în s;

$K = (1 - \alpha)^{3/2}$;

$$\alpha = \frac{Q_{neev}}{Q_{calc}};$$

$Q_{neev}$ — debitul ce nu intră în bazinul de retenție.

Debitul canalului după bazinul de retenție se calculează cu formula:

$$Q = Q_{neev} + Q_{desc} + Q', \qquad \text{(XXV.32)}$$

în care: $Q_{desc} = \frac{W}{T}$ este debitul de golire al bazinului, $T$ se ia maximum 24 h.

$Q'$ — debitul de apă de canalizare propriu al bazinului.

Capacitatea bazinelor de retenție se poate stabili și pe baza cunoașterii curbelor de variație a volumelor afluente și defluente ale unui șir de ploi de diferite durate, metodă care consideră că nu ploaia de calcul a secțiunii canalului dă totdeauna și volumul maxim al bazinului de retenție ci acea ploaie pentru care se obține la un anumit timp, diferența maximă între ordonatele curbelor afluente și defluente [23].

Amplasamentul și capacitatea bazinelor de retenție se stabilesc pe baza unui studiu tehnico-economic al mai multor variante, avînd în vedere variația mărimii colectorului în aval de bazin.

În sistemul separativ se utilizează de obicei bazine deschise, iar în sistemul unitar rezervoare. Bazinele de retenție se prevăd cu rigole de scurgere, posibilități de spălare și o ventilație eficace; uneori servesc și ca bazine de limpezire. Bazinele deschise, se execută cu taluzuri pereate cu plăci de beton, prefabricate sau monolite, iar cele închise din beton armat monolit (fig. XXV.44).

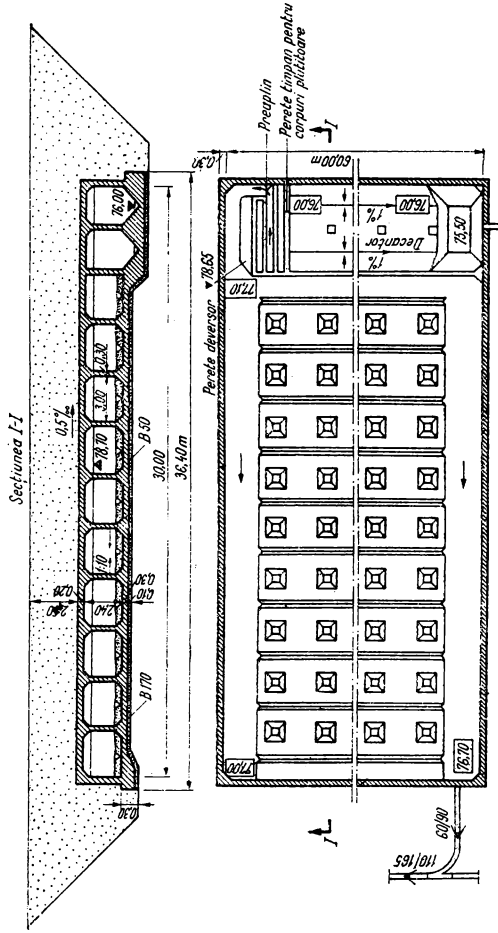



Fig. XXV.44. Rezervor subteran de retenție (canalizare în sistem unitar).

## 6.8. TRAVERSĂRI

Trecerea canalelor peste obstacole se face pe cît posibil cu păstrarea pantei canalizării. În cazul rîurilor, cînd canalizarea este deasupra nivelului apelor, traversarea se face pe estacade sau se prinde de grinzile podurilor existente. La trecerea pe sub căi ferate canalizarea se face prin tuburi de protecție, prin canale de beton armat sau prin tuburi metalice, calculate la sarcinile produse de convoaiele de cale ferată. În cazuri speciale căi ferate foarte importante sau condiții locale speciale) canalele se introduc în tuneluri vizitabile.

Cînd nu este posibilă păstrarea pantei canalizării, nici adoptînd secțiuni turtite, traversarea se realizează prin construcții speciale numite sifonări. O sifonare cuprinde: camera de intrare, conductele sifon și camera de ieșire (fig. XXV.45).

*Camera de intrare* se prevede cu rigole și deversoare, vane de închidere și conducte de spălare. Instalațiile trebuie astfel amplasate, încît să poată fi manevrabile pe orice timp; eventual se pot dispune în cămine separate. La intersecție cu rîuri, în camerele de intrare se prevede și o conductă cu vană, pentru evacuări în caz de avarii.

*Conductele sifon* pot avea diferite înclinări, la intrare și ieșire. În general se preferă o pantă mai mică la ieșire decît la intrare. La intrare se pot adopta pantele 1/1—1/2, iar la ieșire 1/3. Numărul conductelor sifon depinde de sistemul de canalizare și de mărimea debitului de apă de canalizare. La sistemul unitar se folosesc cel puțin două conducte; La sistemul separativ pentru ape uzate se prevăd una sau chiar două conducte și în cazul în care nu se poate realiza viteza de autocurățire (0,7 m/s). Diametrul minim al conductelor sifon se ia 150 mm, iar distanța minimă între conducte de 0,70 m.

La sifonări se folosesc de obicei conducte de oțel sau de fontă.

Camera de ieșire se construiește la fel ca și camera de intrare. Camerele se execută din beton monolit.

Dimensionarea conductelor sifon se face verificînd secțiunea la pierderea totală de presiune $H$, dată de relația:

$$H = i\ l + \Sigma\ \xi\ \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.33)}$$

în care: $i$ este panta hidraulică a conductei sifon;
$l$ — lungimea conductei sifon, în m;
$\xi$ — coeficientul de rezistență;
$v$ — viteza apei în conducta sifon, în m/s.

Pierderea de presiune în conducta sifon dreaptă este:

$$h_1 = i\ l = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.34)}$$

în care $\lambda = \frac{8g}{C^2}$ și $C = K\ R^{1/6}$, după Manning $K = 83$.

Pierderile de presiune locale sînt:
La intrarea în conducta sifon [18]:

$$h_2 = \frac{v^2 - v_1^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.35)}$$

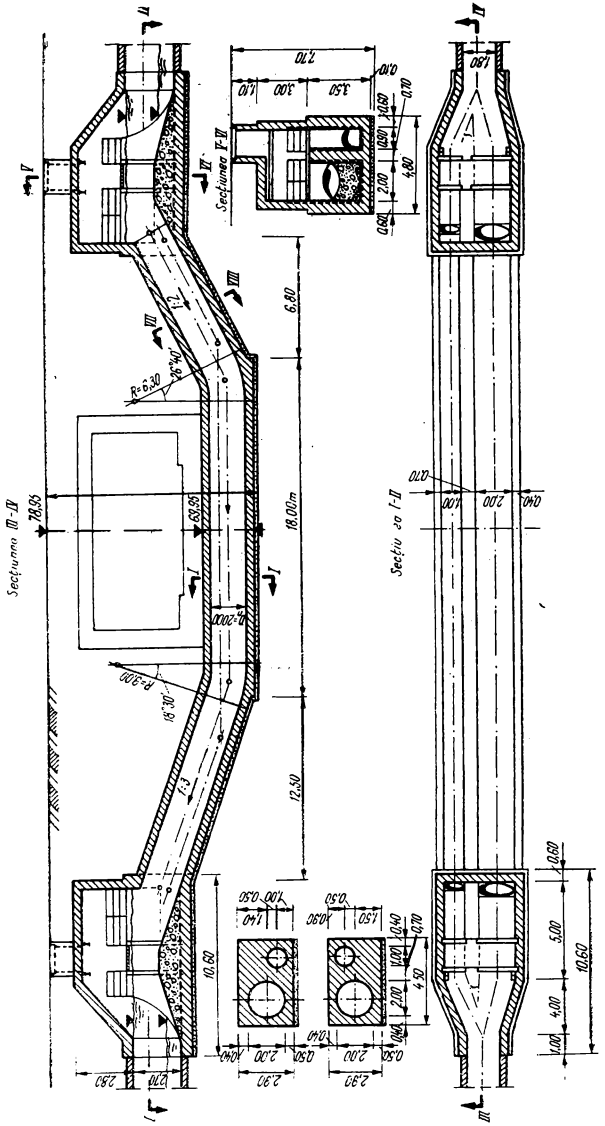



Fig. XXV.45. Sifonarea unui colector.

în care $v_1$ este viteza apei la intrarea în conducta sifon.

La curbă, după Weisbach:

$$h_3 = \frac{\alpha}{90} \xi \frac{v^2}{2g} = \frac{\alpha}{90} \left[ 0{,}13 + 0{,}16 \left( \frac{d}{\rho} \right)^{3.5} \right] \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.36)}$$

în care: $\alpha$ este unghiul la centru, în grade;

$\rho$ — raza de curbură, în m;

$d$ — diametrul conductei sifon, în m.

La ieșirea din conducta sifon [18]:

$$h_4 = \frac{(v - v_2)^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.37)}$$

în care $v_2$ este viteza apei la ieșirea din conducta sifon.

Pierderea totală de presiune în sifon $H$ fixează și cota apei la ieșire, importantă pentru calculul cotei radierului canalului.

## 6.9. GURI DE VĂRSARE SAU DE DESCĂRCARE ÎN EMISAR

Prin gurile de vărsare se varsă apele de canalizare în emisar. Alcătuirea gurilor de descărcare depinde de regimul (debite, niveluri) și folosințele emisarului, (navigație) de debitul și calitățile apelor de evacuare, de nivelul radierului canalului de evacuare etc.

În principiu, gurile de descărcare trebuie să fie astfel alcătuite încît să permită o evacuare a apelor care să nu dăuneze folosințelor emisarului și să oprească pătrunderea apelor din emisar în rețeaua de canalizare.

În plan orizontal, racordarea traseului canalului de evacuare cu direcția de scurgere (aval) a emisarului se face sub un unghi de minimum 90°. În plan vertical, racordarea între capătul aval al colectorului de evacuare și nivelul apei în emisar se realizează printr-un deversor liber cu disipator de energie.

În cazul în care nivelul apelor mari depășește radierul colectorului de evacuare, în așa fel încît dăunează buna funcționare a canalizării, se prevăd instalații de închidere a gurii (grinzi mobile, stavile, clapete cu contragreutate etc.), evacuarea apelor uzate făcîndu-se prin pompare.

Cînd creștetul gurii de descărcare se găsește în permanență sub nivelul apei din emisar, creștetul se așază sub grosimea gheții (la noi circa 40—50 cm).

La emisari cu debite mici, gura de descărcare constă dintr-un zid de sprijin, cu aripi de racordare cu taluzurile malurilor și un canal deschis, continuu sau în trepte, căptușit cu pereu de piatră sau beton (grosime 20—30 cm).

La rîuri cu debite mari și debite mari de ape de canalizare gura de descărcare cuprinde o cameră de descărcare în care se construiesc deversorul liber cu disipatorul de energie și eventualele instalații de oprire a pătrunderii apelor mari în canalizare.

Pentru o amestecare intimă între apele evacuate și apele emisarului, camerele de descărcare se prelungesc cu conducte de oțel pînă la talvegul rîului, amplasate sub nivelul minim al apelor. Grosimea peretelui conductelor de oțel se ia de minimum 12 mm.

Pentru amplasarea conductelor pe fundul rîului se dragheză o tranşee în care se scufundă conductele metalice şi se acoperă cu piatră spartă.

Cînd gura de descărcare este vizibilă, faţada dinspre rîu, de deasupra nivelului apelor, se execută mai îngrijit.

În cazul descărcărilor de ape de canalizare în mări, lungimea conductelor de evacuare se stabileşte în funcţie de mărimea valurilor, de direcţia curenţilor, a vînturilor etc.

Pentru Marea Neagră, acţiunea valurilor asupra fundului mării se resimte pînă la adîncimea de 6 m [44]. Din acest considerent, capătul conductei de evacuare se amplasează la adîncimea de 8—10 m. După ieşirea din apă conducta se fixează în masive din beton sau de piloţi.

## 7. STAŢII DE POMPARE

Cînd apele de canalizare nu pot fi evacuate gravitaţional, devine necesară pomparea acestora. Această necesitate poate apărea atît în reţeaua de canalizare, cît şi în cadrul staţiilor de epurare.

În fig. XXV.46 sînt arătate unele posibilităţi de amplasare a pompelor cu ax orizontal; în construcţii cu rezervorul de recepţie cuplat cu sala pompelor (fig. XXV.46, *a*, *b*) sau în construcţii separate (fig. XXV.46, *c*).

În general, trebuie preferate, ori de cîte ori este posibil, staţiile de pompare echipate cu pompe cu ax vertical.

În fig. XXV.47 sînt arătate variante pentru staţiile de pompare cu ax vertical: cu pompele în bazinul de recepţie *a*, cu pompele în cameră uscată *b*, cu bazin de recepţie independent *c*, cu bazin de recepţie pe două părţi ale camerei uscate *d*, cu bazinul de recepţie şi camera uscată circulată concentrică *e* şi cu staţia complet îngropată *f*.

Amplasarea bazinului de recepţie sub sala motoarelor, respectiv cu pompele în lichid, prezintă avantajul că, practic se elimină toate problemele de infiltraţie, exigenţele de etanşeitate fiind mult mai mici în acest caz.

Dezavantajul esenţial al acestei soluţii stă în dificultăţile de control şi întreţinere a pompelor.

În cazul bazinelor laterale, respectiv cu pompele în cameră uscată, trebuie luate măsuri speciale de etanşeitate atît la construcţia camerei uscate, cît şi la trecerea conductei de aspiraţie din bazinul umed în camera uscată. Neetanşeităţile la peretele despărţitor pot permite accesul apei sau a gazelor în camera uscată. Existenţa conductei de refulare în camera uscată creează inconveniente.

La parametri comparabili, staţiile de pompare cu camera uscată sînt cu 20—30% mai scumpe decît cele cu pompele în bazinul de recepţie.

Bazinele de recepţie independente elimină aproape complet problemele de infiltraţie, etanşeităţi speciale etc., dar scumpesc investiţia, complică automatizarea (trebuind realizate transmisii la distanţe mai mari) şi măresc spaţiul necesar pentru construcţia staţiilor de pompare.

În practica proiectării, de obicei la staţiile mici (5—10 l/s) se recomandă soluţii cu pompele în bazin.

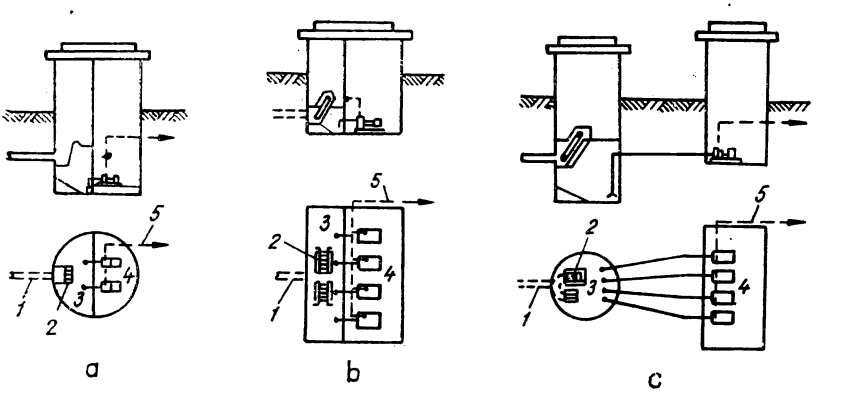



Fig. XXV.46. Staţie de pompare cu pompe cu ax orizontal :
*1* — canal de sosire ; *2* — grătar ; *3* — rezervor de recepţie ; *4* — sala maşinilor ; *5* — conductă de refulare.

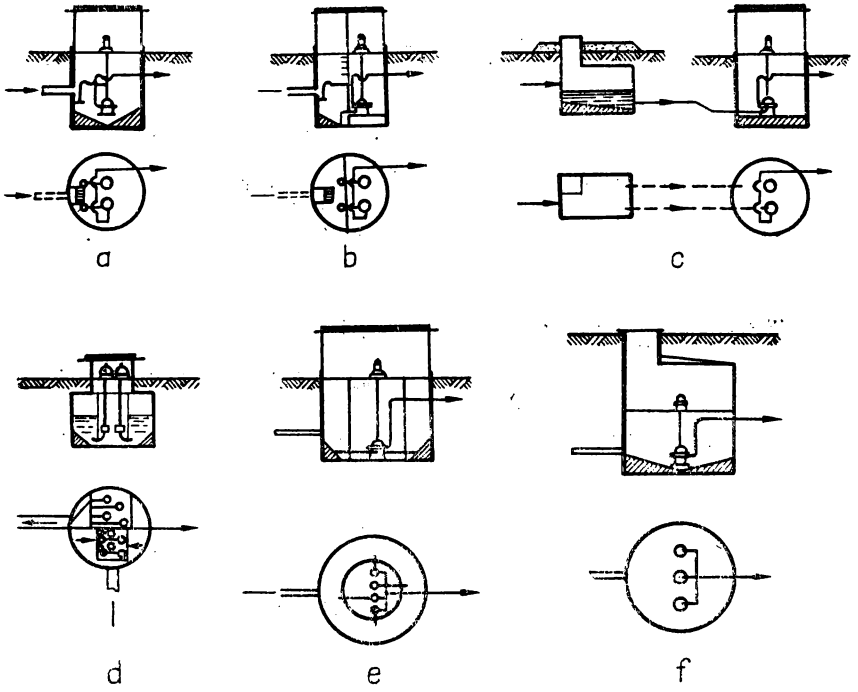



Fig. XXV.47. Staţii de pompare avînd pompe cu ax vertical.

Stațiile de pompare cu sala motoarelor supraterană (fig. XXV.48) utilizează maximal avantajele pompelor cu ax vertical. În multe cazuri însă, condițiile urbanistice și de sistematizare obligă la construcții complet îngropate (fig. XXV.49), ceeace implică unele dezavantaje dacă stația nu este complet automatizată.

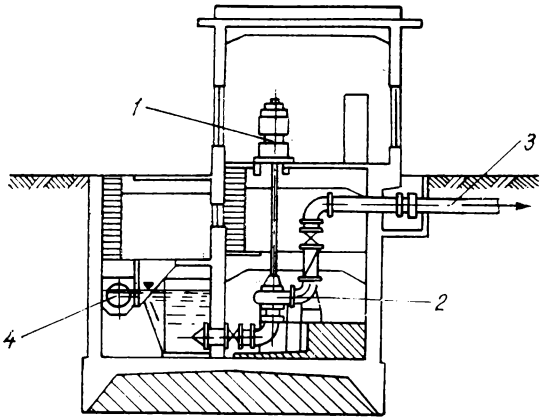



Fig. XXV.48. Stație de pompare cu motoarele supraterane :

*1* — electromotor ; *2* — electropompă ; *3* — conductă de refulare ; *4* — conductă de sosire.

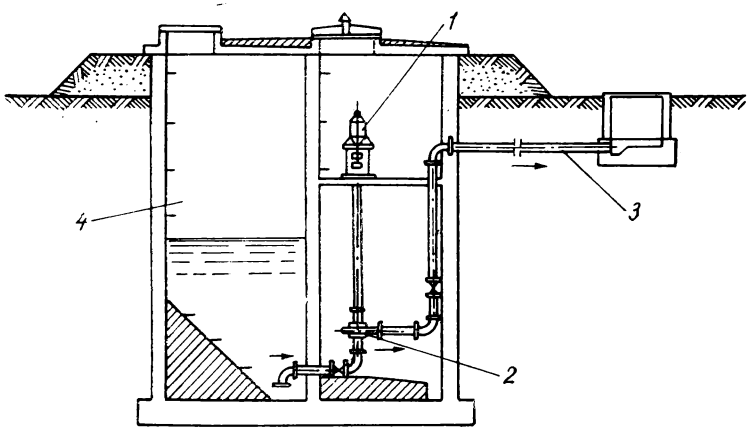



Fig. XXV.49. Stație de pompare subterană :

*1* — electromotor ; *2* — electropompă ; *3* — conductă de refulare ; *4* — bazin de recepție.

## 7.1. AMPLASAMENTUL STAȚIILOR DE POMPARE

La alegerea amplasamentului trebuie să se țină seama :

— de condițiile generale topografice și de pantele disponibile ale sistemului de canalizare ;

— de poziția relativă a colectoarelor secundare și a colectorului principal față de emisar ;

— de tipul și caracteristicile pompelor care se iau în considerație ;

— de existența surselor pentru alimentarea cu energie electrică a stației ;

— de posibilitatea instituirii unei zone de nocivitate în jurul stației.

O problemă importantă este asigurarea, în amplasamentul ales, a posibilității de descărcare, în caz de avarie, a apelor uzate, care curg spre stația de pompare. În această ordine de idei, se pot alege soluții, în funcție de condițiile locale, ca :

— descărcarea într-un emisar apropiat, în care în mod normal nu este permisă vărsarea apelor neepurate ;

— descărcarea într-un colector al unei zone inferioare.

— măsuri deosebite de siguranță în funcționarea stațiilor.

Zona de amplasare trebuie să fie neinundabilă, trebuie asigurate posibilități de acces ușor la stație și create condiții pentru realizarea unei plantații în jurul stației.

Pomparea trebuie limitată sau fracționată ori de cîte ori este posibil. În fig. XXV.50 se presupune, într-o variantă, că apele uzate ar putea fi transportate, gravitațional, din punctul *a* pînă în punctul *b* și de aici să fie pompate pînă în punctul *h*, cota incipientă a colectorului aval. Este posibil însă că pe această porțiune să se mai intercaleze două stații de pompare ($S_1$ și $S_2$).

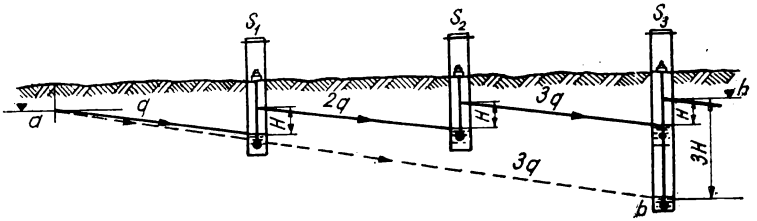



Fig. XXV.50. Stații de pompare pe colector.

În ipoteza cu trei stații de pompare, consumul de energie este cu 33% mai mic decît în ipoteza cu o singură stație de pompare și canalele se execută la o cotă mai ridicată, dar există trei stații de pompare de exploatat, astfel încît pentru a găsi rezolvarea optimă trebuie examinate în detaliu, comparativ, toate aspectele problemei.

## 7.2. CONSTRUCȚIILE ȘI INSTALAȚIILE STAȚIILOR DE POMPARE

Rezervorul de recepție al stațiilor de pompare trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

— să uniformizeze regimul de funcționare a pompelor, permițînd automatizarea completă a acestora ;

— să permită o mică acumulare, pînă la punerea în funcțiune a pompelor;
— să asigure evacuarea completă a apelor uzate în spre agregatele de pompare, împiedicînd reținerea depunerilor;
— să fie etanș, accesibil, luminat, cu ventilație și să fie prevăzut cu instalații de spălare;
— forma și volumul bazinului trebuie astfel alese, încît să împiedice formarea vortexului, la aspirația apei în pompă;
— să permită spălarea și curățirea sa periodică.

Criteriile pentru dimensionarea pompelor și bazinului se bazează pe faptul că afluxul de ape uzate spre stația de pompare este variabil, iar refularea acestora este aproximativ constantă (v. și Cap. 6).

Calculul se face analitic sau grafic, folosind metoda cunoscută a diferitelor valori acumulate de alimentare a bazinului și de pompare a apelor uzate din bazin.

De cele mai multe ori, însă nu se cunoaște variația zilnică a debitelor, avînd în vedere că intervin atît debite menajere, cît și industriale. În mod normal, regimul de sosire a apelor de canalizare la stația de pompare trebuie stabilit printr-un grafic, care să cuprindă toate categoriile de ape uzate; variația apelor industriale se ia considerînd variațiile caracteristice proceselor tehnologice.

Pentru stații de pompare cu debite pînă la 100 l/s, volumul bazinului rezultă pentru circa 180 s și mai puțin; pentru o stație de pompare de 3 $m^3/s$, a rezultat un volum al bazinului corespunzînd la 1,50 min (la canalizarea orașului Iași).

7.2.1. **Grătare.** Înainte de intrarea apelor uzate în bazinul de aspirație al instalațiilor de pompare este necesară trecerea lor prin grătare.

Grătarele curățite manual se fac din bare metalice, rotunde (12—20 mm) sau dreptunghiulare (10 × 40 mm); ele se coboară cu cel puțin 50 cm sub nivelul canalului colector. Grătarul se prevede mobil, alunecînd în șanțuri practicate în pereții laterali, pentru a putea fi înlocuit în caz de nevoie. Viteza apei prin grătar trebuie să fie de circa 1 m/s (însă nu mai mică decît viteza de scurgere în colector). Lățimea grătarului trebuie să fie de circa 1,2 ori suprafața secțiunii active a colectorului de aport.

Grătarele cu îndepărtarea mecanică a reținerilor (fig. XXV.51) sînt prevăzute cu greble speciale, puse în mișcare de electromotoare prevăzute cu dispozitive speciale și reductoare de viteză.

Umiditatea materialelor reținute de grătare este de circa 85 %, iar greutatea volumetrică este de circa 750 $kg/m^3$.

Colectarea materialelor reținute se face în depozite speciale, din care se transportă apoi la locurile de depozitare a gunoaielor.

Cînd reținerile sînt mai importante, în general mai mari decît 0,5 $m^3/24$ h, se prevăd instalații de fărîmițat, care pot fi cu cuțite sau cu ciocane.

7.2.2 **Instalațiile hidraulice din stațiile de pompare (fig. XXV.52).** În mod obișnuit, instalațiile hidraulice din stațiile de pompare trebuie astfel proiectate încît să se evite, pe cît posibil, piesele speciale și armăturile pe conductele de aspirație și refulare a apelor uzate, acestea constituind puncte în care se pot produce defecțiuni. Din această cauză, se preferă ca pompele să fie independente, avînd atît conductele de aspirație, cît și cele de refulare separate. În cazul conductelor de refulare lungi (peste 100 m), pentru a evita sporuri de investiție importante, se fac numai aspirațiile separate.

La coturi pronunțate și în apropierea clapetelor se prevăd piese speciale de curățire. Dimensionarea conductelor se face astfel încît viteza să fie de minimum 0,7 m/s (preferabil 1 m/s).

În instalațiile interioare, din cauza puternicei coroziuni pe care o exercită apele uzate, este indicată folosirea conductelor și pieselor speciale de fontă, sau mai bine, din materiale plastice.

Se evită, pe cît posibil, punctele înalte, în care s-ar putea strînge gazele, deoarece apa uzată, conținînd multe gaze, acestea au tendința de a se degaja. Montarea unor

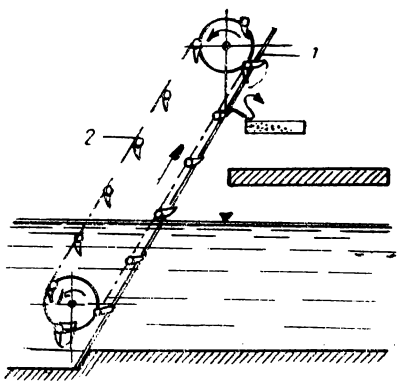



Fig. XXV.51. Grătar de curățit mecanic:
*1* — grătar mobil; *2* — grătar fix.

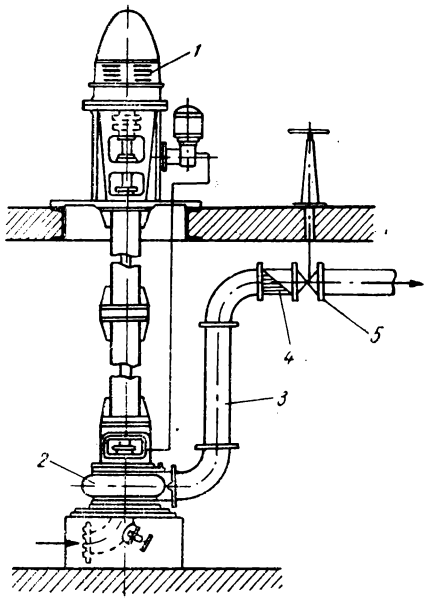



Fig. XXV.52. Instalația hidraulică a unei stații de pompare echipată cu electropompă cu ax vertical:
*1* — electromotor; *2* — pompă; *3* — conductă de refulare; *4* — clapet de reținere; *5* — vană.

ventile de dezaerisire obișnuite nu este indicată în aceste puncte, bilele din ventil blocîndu-se din cauza murdăriilor conținute în lichidul pompat.

7.2.3. **Construcția stațiilor de pompare.** Partea subterană a clădirilor stațiilor se execută, în toate cazurile, cu măsurile corespunzătoare pentru realizarea unor betoane impermeabile; izolația hidrofugă se prevede cu cel puțin 0,50 m mai înaltă decît nivelul apelor freatice.

Temperatura aerului în sala motoarelor și în sala grătarelor, în cazul prezenței permanente a personalului de deservire, nu trebuie să fie sub +16°C. În timpul verii, această temperatură din sala motoarelor nu trebuie să depășească temperatura aerului exterior cu mai mult decît 5°C. În cazul stațiilor de pompare automatizate, temperatura

aerului din sala motoarelor nu trebuie să fie sub +5°C. În încăperile grătarelor şi ale rezervoarelor nu este necesar să se prevadă instalaţii de încălzire.

În încăperile staţiilor de pompare este necesar să se prevadă un sistem de ventilaţie.

Alimentarea cu apă potabilă a staţiilor de pompare trebuie să se prevadă, de obicei, de la reţeaua de distribuţie a centrului populat sau de la întreprinderea existentă, cea mai apropiată.

Pentru a face posibilă circulaţia personalului de exploatare în bazinul de ape uzate, se prevede deasupra nivelului maxim al apei, care asigură accesul la clapeţi şi la piesele de curăţire.

În cazul apelor subterane agresive, trebuie luate măsuri de izolare specială a pereţilor.

7.2.4. **Automatizarea staţiilor de pompare.** La staţiile de pompare a apelor de canalizare (brute sau epurate) se prevede, ca regulă generală, automatizarea integrală, în funcţie de nivelul apei în bazinul de recepţie. În prezent, peste 80% din staţiile de pompare, existente în ţară, funcţionează automatizat.

Trebuie prevăzute măsuri de protecţie anticorozivă pentru releele şi aparatele care vin în contact fie cu lichidul, fie cu atmosfera nocivă, caracteristică bazinelor de recepţie.

Comenzile pentru pornire şi oprire sînt date de relee de nivel, cîte unul pentru fiecare agregat de pompare (inclusiv rezerva) a căror acţionare este reglată la niveluri diferite, astfel încît pornirea acestora să se facă progresiv (în ordine, de la nivelurile inferioare spre cele superioare).

În general, staţiile de pompare pentru canalizare se execută cu pompele înecate, instalaţiile de amorsare nefiind necesare.

În toate cazurile, instalaţiile hidraulice trebuie prevăzute cu instalaţii pentru limitarea loviturii de berbec, pentru a face faţă unor procese tranzitorii ce au loc chiar cu vana deschisă (de exemplu oprirea prin încetarea alimentării cu energie electrică din motive de avarie în sistemul energetic).

Funcţionarea automată a staţiei de pompare trebuie condiţionată de următoarele blocaje:

— blocajul de nivel minim inadmisibil în bazinul de recepţie;

— blocajul de nivel maxim în bazinul unde se refulează.

Local (adică în staţiile de pompare), se prevăd următoarele instalaţii de comandă şi A.M.C. (aparate de măsură şi control):

— comanda locală (cu butoane sau chei) a fiecărei pompe din vecinătatea imediată a agregatului;

— semnalizarea de niveluri inadmisibile (maxim şi minim). Semnalizarea de nivel maxim este dată de un releu cu nivel separat, reglată ceva mai înainte decît nivelul de pornire al ultimei pompe;

— măsurarea debitului total refulat, cu înregistrarea şi semnalizarea de maxim;

— măsurarea presiunii de refulare pe conducta generală de refulare;

— măsurarea debitului pe fiecare pompă cu semnalizare debit insuficient (numai la staţiile de pompare mari sau unde se prevede pornirea automată cu vana închisă);

— măsurarea presiunii pe fiecare pompă, cu semnalizare de presiune insuficientă;

— măsuri și semnalizări la partea energetică, conform normelor în vigoare.

La postul dispecer se transmit două semnalizări globale (adică neselective);

— semnalizări preventive (adică asupra unor situații anormale ce nu periclitează radical exploatarea; exemplu: pierderi pe conducta de refulare, avarii la una din pompele în funcțiune etc.);

— semnalizări de avarii.

## 8. DETERMINAREA GRADULUI DE EPURARE NECESAR

În timpul parcursului pe suprafața solului și în sol, apele se impurifică și se murdăresc prin dizolvarea sau încărcarea cu particule din rocile care alcătuiesc solul] și din murdăriile depozitate în mod natural sau artificial.

### 8.1. CARACTERISTICILE APELOR UZATE

Acțiunea pe care apele uzate o exercită asupra emisarilor depinde de compoziția și concentrația lor în substanțe și de capacitatea de autoepurare a emisarului.

Cele mai multe ape de canalizare, din cauza compoziției lor, spre a putea fi primite în emisar trebuie aduse, în prealabil, la o anumită compoziție și concentrație, operație care poartă numele de *epurare.*

Cantitatea de substanțe sau murdării conținute în unitatea de volum de apă uzată se numește *concentrația apei uzate* și se exprimă în mg/dm$^3$, g/m$^3$ sau g/zi, kg/zi.

*Concentrațiile substanțelor* din apele de canalizare existente se determină prin analize[1])

Pentru proiectarea canalizărilor noi, concentrațiile apelor uzate se aproximează pe baza experiențelor de laborator sau a apelor similare și anume:

---

[1]) Pentru stabilirea caracteristicilor apelor uzate din localitățile și industriile ce dispun de canalizare sînt necesare determinări de laborator.

Pentru apele uzate menajere sînt necesare determinările de:

— *materii totale în suspensie,* în stare uscată și diferențiate apoi în materii organice (volatile) și minerale;

— *reziduul fix* (substanțe dizolvate în apă) și diferențiate apoi ca materii organice (volatile) și minerale;

— *reziduul total* numit și *substanță uscată* (diferența între greutatea totală a materialului ce se analizează apă sau nămol), și greutatea apei care se evaporă la temperatura de 105°C) alcătuit din suma cantităților de materii organice (volatile) și minerale;

— *consumul biochimic de oxigen*;

— *reacția apei*;

— *indice* pH;

— *azotul sub toate formele* (amoniac liber, organic, azotați și azotiți).

Pentru ape uzate industriale și orășenești sînt necesare pe lîngă determinările indicate anterior și cele privind: consumul chimic de oxigen (CCO), produse petroliere, substanțe toxice, detergenți sintetici, cianuri, fenoli, sulfuri, clor liber, substanțe radioactive, alte substanțe prevăzute în STAS E 4706–66.

— concentrațiile apelor uzate *menajere* se pot lua tabelul XXV.19 elaborat după date experimentale și din literatură precum și din normativul P.28—64, pe baza relației:

$$c = \frac{1000\ a}{q}\ [\text{mg/dm}^3[, \qquad \text{(XXV.38)}$$

în care: $a$ este substanța, în g/om·zi;
$q$ — norma de consum în apă potabilă, în l/om · zi;
$c$ — concentrația în substanțe;
— concentrațiile apelor uzate *industriale* se pot lua pe baza proceselor tehnologice;
— concentrațiile apelor uzate *orășenești* se determină prin relația:

$$c_m = \frac{c_1 q_2 + \ldots + c_n q_n}{q_1 + q_2 \ldots q_n}\ [\text{mg/dm}^3], \qquad \text{(XXV.39)}$$

în care: $c_m$ este concentrația medie a apelor uzate orășenești;
$c_1, c_2 \ldots c_n$ — concentrația apelor uzate ale căror debite sînt $q_1$, $q_2 \ldots q_n$;

*Tabelul XXV.19*

**Concentrația, în diferite substanțe, a apelor uzate menajere**

| Substanța | Cantitatea g/om·zi | Observații |
|---|---|---|
| Substanțe în suspensie | | din care: volatile |
| — totale în suspensie | 65,00 | 75% |
| — din care sedimentabile | 40,00 | Idem |
| Azot amoniacal (săruri N) | 8,00 | — |
| Cloruri (Cl) | 9,00 | — |
| Fosfați ($P_2O_5$) | 1,70 | — |
| Kaliu ($K_2O$) | 3,00 | — |
| Oxidabilitate | 7,00 | — |
| Oxigen biochimic necesar la 5 zile ($OBN_5$) în apele decantate | 40,00 | — |

— concentrațiile *apelor meteorice* care colectează ape uzate de pe incinte murdare în lipsa unor date de laborator, se pot lua: $OBN_5$-40...50 mg/dm³, iar pentru cele convențional curate (în calculele de autoepurare a emisarelor), precum și pentru apele meteorice introduse în canalizările din sistem unitar de pe zonele și incintele obișnuite 10—15 mg/dm³.

K. IMHOFF indică pentru orașele din R. F. a Germaniei următoarele cantități de $OBN_5$, în g/om · zi:

— în suspensie, sedimentabile 19;
— în suspensie, nesedimentabile 12;
— dizolvate 23;
54.

Normele americane indică o concentrație de 77 g/om·zi.

*Murdărirea biologică și bacterială* se produce prin microorganismele ce provin de la oameni, animale, substanțe organice prelucrate.

Evidențierea prezenței bacteriilor este însă uneori dificilă cu actualele metode bacteriologice și virusologice, în special atunci cînd concentrația lor în apă este foarte mică. Mai trebuie ținut seama și de faptul că viața acestor bacterii este scurtă.

În numeroase țări din lume, practica sanitară folosește drept element martor al infectării apelor și deci al pericolului pe care acesta îl prezintă, grupul de bacterii coli.

Numărul bacteriilor din apă este variabil și trebuie urmărit în timpul exploatării tehnice, deoarece schimbarea neobișnuită a titrului semnalează, în general, o nouă sursă de ape uzate industriale introduse în canalizare.

Analiza bacteriologică a apelor de canalizare se face conform STAS 3041-65.

*Caracteristicile fizice, chimice și biologice* ale emisarului îi influențează mult capacitatea de epurare. Cele mai importante în calculele de epurare sînt amestecul apelor de canalizare cu ale emisarului și oxigenului.

*Amestecul apelor de canalizare* cu ale emisarului se apreciază pe baza coeficientului de amestec. În cursurile de apă, se consideră ca grad de diluare $n$ valoarea :

$$n = \frac{aQ + q}{q}, \tag{XXV.40}$$

în care $a$ este coeficientul de amestec $Q$, $q$ — debitul emisarului și al apelor uzate.

Pentru determinarea coeficientului de amestec $a$ se calculează mai întîi coeficientul :

$$\alpha = \varphi \zeta \sqrt[3]{\frac{E}{q}}, \tag{XXV.41}$$

în care : $\varphi$ este coeficientul de sinuozitate al cursului de apă (raportul dintre distanța reală după talveg și distanța în linie dreaptă între două secțiuni ale emisarului) ;

$\zeta$ — un coeficient : se ia $\zeta = 1$ cînd vărsarea apelor uzate se face concentrat, lîngă mal ; $\zeta = 1{,}5$ cînd se face în talveg și $\zeta = 3$ cînd se face prin dispersie ;

$q$ — debitul apelor uzate, în $m^3/s$ ;

$E$ — coeficientul difuziei turbulente ; se poate lua pentru rîurile de șes :

$$E = \frac{v_m H_m}{200}, \tag{XXV.42}$$

$v_m$, $H_m$ fiind viteza medie și adîncimea medie a cursului de apă pe distanța considerată.

Coeficientul de amestec $a$ care reprezintă partea din debitul emisarului ce se amestecă cu apele uzate se determină practic cu relația :

$$a = \frac{1 - e^{-\alpha \sqrt[3]{L}}}{1 + \frac{Q}{q} e^{-\alpha \sqrt[3]{L}}}, \tag{XXV.43}$$

în care $L$ este distanța de calcul considerată.

Valorile factorului $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ se pot lua din tabelul XXV.20.

Cu cît raportul $\frac{Q}{q}$ este mai mare, amestecul se face mai greu.

Distanța $L$, în m, în care se realizează amestecul total se calculează cu relația:

$$L = \left[\frac{2{,}3}{\alpha} \cdot \lg \frac{a\,Q - q}{(1-a)\,q}\right]^3, \qquad \text{(XXV.44)}$$

*Tabelul XXV.20*

**Mărimea $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ în funcție de valoarea $\alpha\sqrt[3]{L}$**

| $\alpha\sqrt[3]{L}$ | $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ | $\alpha\sqrt[3]{L}$ | $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ | $\alpha\sqrt[3]{L}$ | $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ | $\alpha\sqrt[3]{L}$ | $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ | $\alpha\sqrt[3]{L}$ | $e^{-\alpha\sqrt[3]{L}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 0,50 | 0,614 | 1,15 | 0,317 | 2,55 | 0,0781 | 3,95 | 0,01940 | 5,70 | 0,00337 |
| 0,52 | 0,595 | 1,20 | 0,301 | 2,60 | 0,0745 | 4,00 | 0,01840 | 5,80 | 0,00304 |
| 0,54 | 0,583 | 1,25 | 0,286 | 2,65 | 0,0709 | 4,05 | 0,01750 | 5,90 | 0,00276 |
| 0,56 | 0,571 | 1,30 | 0,272 | 2,70 | 0,0675 | 4,10 | 0,01670 | 6,00 | 0,00249 |
| 0,58 | 0,560 | 1,35 | 0,259 | 2,75 | 0,0644 | 4,15 | 0,01590 | 6,10 | 0,00224 |
| 0,60 | 0,549 | 1,40 | 0,247 | 2,80 | 0,0610 | 4,20 | 0,01510 | 6,20 | 0,00204 |
| 0,62 | 0,538 | 1,45 | 0,235 | 2,85 | 0,0580 | 4,25 | 0,01440 | 6,30 | 0,00185 |
| 0,64 | 0,528 | 1,50 | 0,223 | 2,90 | 0,0552 | 4,30 | 0,01380 | 6,40 | 0,00167 |
| 0,66 | 0,517 | 1,55 | 0,212 | 2,95 | 0,0525 | 4,35 | 0,01300 | 6,50 | 0,00151 |
| 0,68 | 0,507 | 1,60 | 0,202 | 3,00 | 0,0500 | 4,40 | 0,01230 | 6,60 | 0,00138 |
| 0,70 | 0,497 | 1,65 | 0,192 | 3,05 | 0,0477 | 4,45 | 0,01180 | 6,70 | 0,00124 |
| 0,72 | 0,487 | 1,70 | 0,183 | 3,10 | 0,0454 | 4,50 | 0,01120 | 6,80 | 0,00112 |
| 0,74 | 0,477 | 1,75 | 0,174 | 3,15 | 0,0430 | 4,55 | 0,01070 | 6,90 | 0,00102 |
| 0,76 | 0,468 | 1,80 | 0,165 | 3,20 | 0,0408 | 4,60 | 0,01010 | 7,00 | 0,00092 |
| 0,78 | 0,459 | 1,85 | 0,159 | 3,25 | 0,0389 | 4,65 | 0,00960 | 7,10 | 0,00083 |
| 0,80 | 0,450 | 1,90 | 0,155 | 3,30 | 0,0371 | 4,70 | 0,00915 | 7,20 | 0,00076 |
| 0,82 | 0,441 | 1,95 | 0,144 | 3,35 | 0,0352 | 4,75 | 0,00872 | 7,30 | 0,00068 |
| 0,84 | 0,433 | 2,00 | 0,136 | 3,40 | 0,0335 | 4,80 | 0,00830 | 7,40 | 0,00062 |
| 0,86 | 0,425 | 2,05 | 0,129 | 3,45 | 0,0319 | 4,85 | 0,00791 | 7,50 | 0,00056 |
| 0,88 | 0,416 | 2,10 | 0,123 | 3,50 | 0,0303 | 4,90 | 0,00749 | 7,60 | 0,00050 |
| 0,90 | 0,407 | 2,15 | 0,117 | 3,55 | 0,0289 | 4,95 | 0,00717 | 7,70 | 0,00046 |
| 0,92 | 0,399 | 2,20 | 0,111 | 3,60 | 0,0275 | 5,00 | 0,00675 | 7,80 | 0,00042 |
| 0,94 | 0,392 | 2,25 | 0,1060 | 3,65 | 0,0262 | 5,10 | 0,00614 | 7,90 | 0,000370 |
| 0,96 | 0,384 | 2,30 | 0,1005 | 3,70 | 0,0249 | 5,20 | 0,00555 | 8,00 | 0,000340 |
| 0,98 | 0,376 | 2,35 | 0,0958 | 3,75 | 0,0236 | 5,30 | 0,00503 | 8,50 | 0,000204 |
| 1,00 | 0,368 | 2,40 | 0,0911 | 3,80 | 0,0225 | 5,40 | 0,00457 | 9 00 | 0,000124 |
| 1,05 | 0,350 | 2,45 | 0,0865 | 3,85 | 0,0214 | 5,50 | 0,00415 | 9,50 | 0,000076 |
| 1,10 | 0,333 | 2,50 | 0,0824 | 3,90 | 0,0204 | 5,60 | 0,00372 | 10,00 | 0,000046 |

Se observă că $a$ nu poate avea valoarea 1 deoarece în acest caz $L$ ar fi $\infty$. În practică, $a$ se poate lua de maximum 0,90—0,95 însă, de obicei se ia cel mult 0,8.

În *lacuri*, amestecul apelor de canalizare cu apele emisarului se produce prin valuri, curenți și variații de temperatură.

Pentru calculul gradului de diluare în lacuri, M. A. Ruffel a propus relațiile indicate în Secțiunea VI.

*Oxigenul* intervine în calculele de epurare sub formă de oxigen dizolvat, oxigen biochimic necesar, oxigen chimic necesar și consum biochimic de oxigen.

*Oxigenul dizolvat* în apă se găsește în cantități care depind foarte mult de temperatură, în mai mică măsură de presiunea atmosferică, de grosimea stratului de apă și de concentrația în săruri a apei; determinarea conținutului în oxigen dizolvat se face conform STAS 6536-62 în care se dă și concentrația de saturație în apă distilată la diferite temperaturi și la presiunea atmosferică de 760 mm Hg (tabelul XXV.21).

*Tabelul XXV.21*

**Concentrația de saturație a oxigenului dizolvat în apă distilată la diferite temperaturi θ și la presiunea de 760 mm Hg** (conform STAS 6536-63)

| θ °C | Cantitatea de oxigen dizolvat mg/l | θ °C | Cantitatea de oxigen dizolvat mg/l | θ °C | Cantitatea de oxigen dizolvat mg/l |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 14,23 | 18 | 9,64 | 35 | 7,20 |
| 2 | 13,84 | 19 | 9,35 | 36 | 7,00 |
| 3 | 13,48 | 20 | 9,17 | 37 | 6,90 |
| 4 | 13,13 | 21 | 8,93 | 38 | 6,80 |
| 5 | 12,80 | 22 | 8,83 | 39 | 6,70 |
| 6 | 12,48 | 23 | 8,68 | 40 | 6,60 |
| 7 | 12,17 | 24 | 8,53 | 41 | 6,50 |
| 8 | 11,87 | 25 | 8,38 | 42 | 6,40 |
| 9 | 11,59 | 26 | 8,22 | 43 | 6,30 |
| 10 | 11,33 | 27 | 8,07 | 44 | 6,20 |
| 11 | 11,08 | 28 | 7,92 | 45 | 6,10 |
| 12 | 10,83 | 29 | 7,77 | 46 | 6,00 |
| 13 | 10,60 | 30 | 7,63 | 47 | 5,90 |
| 14 | 10,37 | 31 | 7,50 | 48 | 5,80 |
| 15 | 10,15 | 32 | 7,40 | 49 | 5,70 |
| 16 | 9,95 | 33 | 7,30 | 50 | 5,60 |
| 17 | 9,74 | 34 | 7,20 | — | — |

*Oxigenul chimic necesar* (OCN) reprezintă cantitatea de oxigen, în mg/dm³, necesar pentru oxidarea substanțelor organice conținute în apele de canalizare; trebuie stabilit în toate cazurile în care acestea conțin ape uzate industriale.

*Oxigenul biochimic necesar* (OBN) prezintă cantitatea de oxigen, în mg/dm³, necesară pentru oxidarea substanțelor organice din apele uzate, cu ajutorul bacteriilor.

Oxidarea substanțelor organice are drept efect transformarea lor în elemente mai simple (gaze, lichide și solide) care nu mai putrezesc, realizîndu-se astfel procese de *mineralizare*; acestea se produc în două faze : faza de carbon și faza de azot (fig. XXV.53).

*Faza de carbon* începe imediat și la temperatura de 20°C se termină după circa 20 zile.

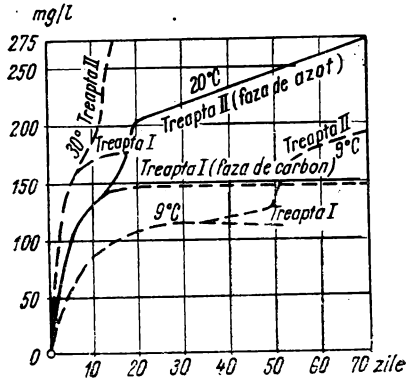



Fig. XXV.53. Faze de oxidare după Theriault.

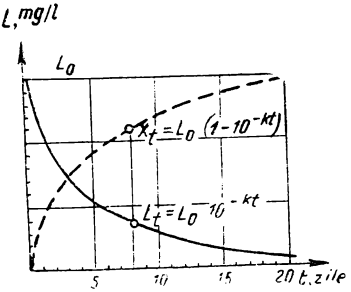



Fig. XXV.54. Curbe $L_t - X_t$.

*Faza de azot* sau *nitrificarea* începe după 11 zile și se întinde pe 70—100 zile în care timp se descompun și nămolurile (depuse din apele uzate), care conțin în special *compuși ai azotului.*

În laborator se determină oxigenul biochimic necesar numai pentru prima fază de oxidare considerîndu-se ca și în numeroase standarde că, la temperatura de 20°C substanțele organice, compuși ai carbonului, se oxidează complet în timp de 20 zile (în realitate apele uzate menajere orășenești se oxidează maximum 99%). Oxigenul consumat în acest timp este numit total ($OBN_{tot}$) sau la 20 zile ($OBN_{20}$); în laborator, pentru apele uzate menajere-orășenești experimentările se fac pentru oxigenul biochimic necesar la 5 zile ($OBN_5$), întrucît acesta reprezintă constant circa 2/3 din $OBN_{20}$.

Viteza de *oxidare* sau viteza *consumului* de oxigen, în prima fază de oxidare, urmărește o lege precisă, *este proporțională în fiecare moment cu cantitatea de substanțe organice care se găsesc în apă.*

*Oxigenul biochimic necesar* la momentul $t$ se calculează cu relația :

$$L_t = L_a - X_t = L_a \cdot 10^{-K_1 t}. \qquad \text{(XXV.45)}$$

*Consumul biochimic de oxigen* va fi (fig. XXV.54) :

$$X_t = L_a - L_t = L_a\,(1 - 10^{-K_1 t}). \qquad \text{(XXV.46)}$$

În aceste relații $L_a$ este $OBN_{20}$ adică $OBN_{tot}$; $L_t$ — OBN la momentul $t$ $X_t$ — OBN consumat între momentele zero și $t$, $K_1$ — constanta vitezei de consum a oxigenului calculată în valori l/zi.

În tabelul XXV.22 este indicată cantitatea de OBN în diferite zile în funcţie de cantitatea de OBN total, iar valorile $10^{-Kt}$ se pot lua din tabelul XXV.23.

Coeficientul $K$ variază cu schimbarea temperaturii, valorile putînd fi luate din tabelul XXV.24.

*Tabelul XXV.22*

**Cantitatea de OBN la timpul $t$ în funcţie de OBN total**

| $t$ zile | $L_t$, % | $t$ zile | $L_t$, % | $t$ zile | $L_t$, % |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 79,4 | 11 | 7,94 | 21 | 0,79 |
| 2 | 63,1 | 12 | 6,31 | 22 | 0,63 |
| 3 | 50,1 | 13 | 5,01 | 23 | 0,50 |
| 4 | 39,8 | 14 | 3,98 | 24 | 0,40 |
| 5 | 31,6 | 15 | 3,16 | 25 | 0,32 |
| 6 | 25,1 | 16 | 2,51 | 26 | 0,25 |
| 7 | 19,9 | 17 | 1,99 | 27 | 0,20 |
| 8 | 15,8 | 18 | 1,58 | 28 | 0,16 |
| 9 | 12,6 | 19 | 1,26 | 29 | 0,13 |
| 10 | 10 | 20 | 1 | 30 | 0,10 |

*Tabelul XXV.23*

**Mărimea $10^{-Kt}$ pentru diferite $t$, în zile şi $K$, în l/zi**

| $K$ \ $t$ | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 2,00 | 2,50 | 3,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,04 | 0,981 | 0,955 | 0,912 | 0,871 | 0,832 | 0,794 | 0,759 |
| 0,06 | 0,966 | 0,935 | 0,871 | 0,813 | 0,769 | 0,708 | 0,661 |
| 0,08 | 0,955 | 0,912 | 0,832 | 0,769 | 0,692 | 0,631 | 0,575 |
| 0,10 | 0,944 | 0,891 | 0,794 | 0,708 | 0,631 | 0,572 | 0,501 |
| 0,12 | 0,933 | 0,871 | 0,759 | 0,661 | 0,575 | 0,501 | 0,436 |
| 0,14 | 0,922 | 0,851 | 0,724 | 0,617 | 0,525 | 0,447 | 0,332 |
| 0,16 | 0,912 | 0,832 | 0,692 | 0,575 | 0,479 | 0,398 | 0,331 |
| 0,18 | 0,903 | 0,813 | 0,661 | 0,637 | 0,437 | 0,355 | 0,288 |
| 0,20 | 0,891 | 0,794 | 0,631 | 0,501 | 0,393 | 0,316 | 0,251 |
| 0,22 | 0,881 | 0,776 | 0,603 | 0,478 | 0,363 | 0,283 | 0,219 |
| 0,24 | 0,871 | 0,759 | 0,595 | 0,437 | 0,331 | 0,251 | 0,191 |
| 0,26 | 0,861 | 0,741 | 0,530 | 0,407 | 0,302 | 0,224 | 0,166 |
| 0,28 | 0,851 | 0,724 | 0,525 | 0,380 | 0,275 | 0,199 | 0,145 |
| 0,30 | 0,841 | 0,708 | 0,501 | 0,335 | 0,251 | 0,178 | 0,126 |
| 0,40 | 0,794 | 0,631 | 0,398 | 0,251 | 0,158 | 0,100 | 0,063 |
| 0,50 | 0,750 | 0,565 | 0,316 | 0,178 | 0,100 | 0,056 | 0,032 |

*Tabelul XXV.24*

**Valorile $K_1$ și $K_2$ în funcție de temperatura $\theta$**

| Temperatura $\theta$ °C | $K_1$ | $K_2$ | Temperatura $\theta$ °C | $K_1$ | $K_2$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0,399 | 0,726 | 16 | 0,832 | 0,939 |
| 1 | 0,418 | 0,738 | 17 | 0,871 | 0,954 |
| 2 | 0,437 | 0,750 | 18 | 0,912 | 0,969 |
| 3 | 0,458 | 0,762 | 19 | 0,955 | 0,984 |
| 4 | 0,480 | 0,775 | 20 | 1,000 | 1,000 |
| 5 | 0,502 | 0,787 | 21 | 1,047 | 1,016 |
| 6 | 0,526 | 0,800 | 22 | 1,096 | 1,032 |
| 7 | 0,550 | 0,812 | 23 | 1,148 | 1,048 |
| 8 | 0,576 | 0,825 | 24 | 1,202 | 1,065 |
| 9 | 0,603 | 0,838 | 25 | 1,258 | 1,082 |
| 10 | 0,632 | 0,851 | 26 | 1,317 | 1,100 |
| 11 | 0,661 | 0,865 | 27 | 1,379 | 1,117 |
| 12 | 0,693 | 0,879 | 28 | 1,444 | 1,134 |
| 13 | 0,725 | 0,893 | 29 | 1,512 | 1,153 |
| 14 | 0,759 | 0,908 | 30 | 1,583 | 1,171 |
| 15 | 0,795 | 0,923 | — | — | — |

Timpul $t$ în care se va face oxidarea în mărimea dorită se poate deduce din relația (XXV.45) și anume:

$$t = \frac{1}{K_1} \cdot \lg \frac{L_a}{L_t}. \qquad \text{(XXV.47)}$$

Se observă că oxidarea totală ($L_t = 0$) nu este practic posibilă deoarece ar necesita un timp infinit.

În același timp cu consumul de oxigen, are loc dizolvarea oxigenului în apă ce se realizează la suprafața de contact cu atmosfera sau în cazul unor construcții speciale de epurare cu aerul insuflat în apă.

*Viteza de dizolvare* a oxigenului este *invers proporțională cu gradul de saturație a apei în oxigen* sau *direct proporțională cu deficitul (nesaturația) acesteia.*

Această lege poate fi exprimată prin relația:

$$D_t = D_a\, 10^{-K_2 t}, \qquad \text{(XXV.48)}$$

în care $D_a$ și $D_t$ sînt deficitul la începutul procesului (momentul zero) și după trecerea timpului $t$, $K_2$ este constanta *vitezei de dizolvare* a oxigenului sau de *reaerare.*

$K_2$ depinde de temperatura mediului, alcătuirea suprafeței de contact și condițiile de amestec ale aerului cu apa. Influența temperaturii este exprimată printr-o relație empirică, valorile putînd fi luate din tabelul XXV.18.

*Consumul biochimic de oxigen* (CBO), reprezintă cantitatea de oxigen consumată pentru oxidarea substanțelor organice într-o anumită perioadă de timp (v. relația XXV.46 și fig. XXV.55).

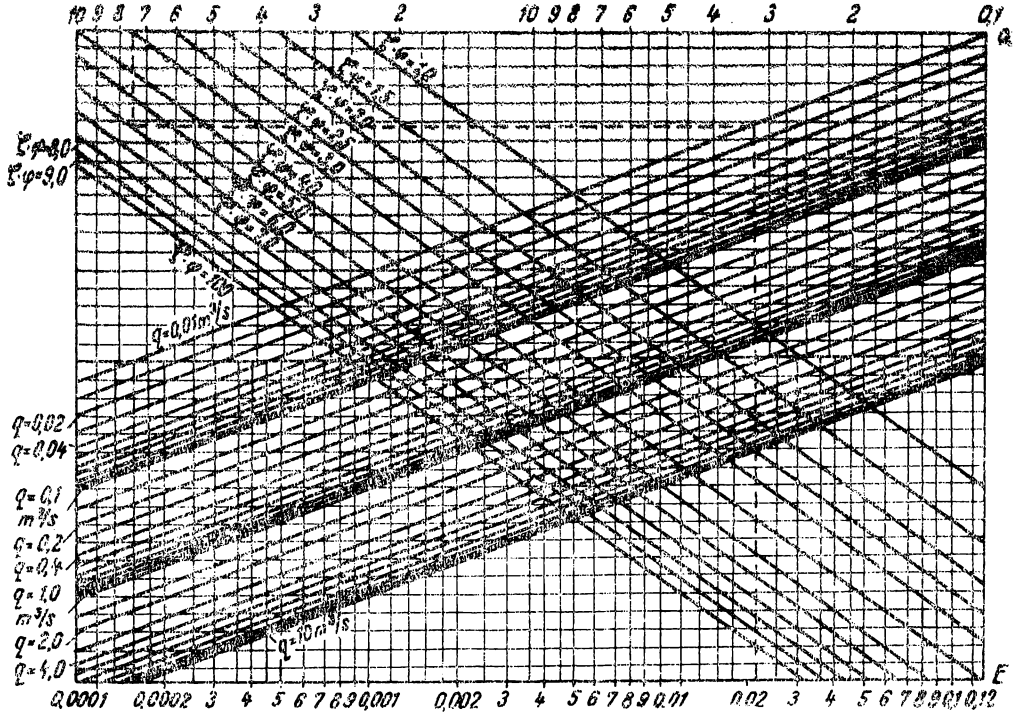



Fig. XXV.55. Nomogramă pentru determinarea coeficientului $\alpha$.

În STAS 6560-62 consumul biochimic de oxigen este definit prin cantitatea de oxigen necesară pentru descompunerea, sub influența microorganismelor, a substanțelor organice existente în apă, în condițiile stabilite prin standard; aceasta rezultă din diferența între concentrațiile de oxigen dizolvat la începutul și la finele perioadei (5 zile) de analiză. În modul acesta $CBO_5$ este folosit pentru determinarea oxigenului biochimic necesar ($OBN_5$).

## 8.2. CALCULUL GRADULUI DE EPURARE NECESAR

Calculul gradului de epurare necesar se face pentru fiecare din elementele fizice, chimice și biologice pentru care sînt prevăzute limite de admisibilitate în STAS E 4706-66.

8.2.1. **Calculul gradului de epurare necesar privind suspensiile.** Concentrațiile de substanțe în suspensie admisibil a fi evacuate în emisar se stabilesc în funcție de gradul de diluție și de categoria de calitate a folosinței (v. Secțiunea VI).

Calculele se efectuează pentru fiecare punct sau zonă de folosință în parte:

— se calculează cantitatea totală de suspensii $C$, care urmează a se descărca în emisar:

$$C = c_1M + c_2N + c_3P + \ldots \quad [kg/zi], \tag{XXV.49}$$

în care: $c_1$, $c_2$, $c_3$... sînt concentrațiile în suspensii ale surselor de murdărire;
$M$, $N$, $P$... — debitele de calcul ale acestor surse;

— se calculează gradul de diluare $n$ conform relației (XXV.40);

— se stabilește debitul de calcul al emisarului $aQ$ corespunzător debitelor asigurate prevăzute în STAS 4273-61 și 4068-62. Pentru determinarea coeficientului $\alpha$ se utilizează relația (XXV.41) sau nomograma din fig. XXV.55; pentru calculul coeficientului de amestec $a$ se utilizează relația (XXV.43) sau nomograma din fig. XXV.56; pentru $a = 0{,}8$ distanța de amestec $L$ se poate stabili cu nomograma din fig. XXV.57;

— corespunzător gradului de diluare, se ia concentrația admisibilă $c_a$ și se calculează cantitatea totală de suspensii $C_a$ admisibilă în rîu:

$$C_a = c_a\,(aQ + q) \quad [kg/zi], \tag{XXV.50}$$

apoi se face diferența $R = C - C_a$ reprezentînd cantitatea totală de suspensii ce trebuie reținută în stațiile de epurare;

— pentru sursele considerate, cantitățile de suspensii ce trebuie reținute se ia proporțional cu murdărirea adică:

$$m = \frac{c_1 M}{C} R;\quad n = \frac{c_2 N}{C} R,\quad p = \frac{c_3 P}{C} R \ldots \tag{XXV.51}$$

Calculele se pot conduce și cu ajutorul unor tabele ca de exemplu tabelul XXV.25.

8.2.2. **Calculul gradului de epurare necesar privind OBN.** Calculul se poate efectua prin două grupe de metode.

*Metodele bazate pe caracteristicile de autoepurare* se pot aplica atunci cînd se dispune de valori ale coeficientului $K_1$ pentru apele de canalizare și pentru emisar.

Ca valori orientative pentru coeficientul $K_1$ în emisari se pot lua cele determinate în țara noastră; la rîuri cu viteze mici și mijlocii și puțin încărcate cu ape uzate 0,1—0,5; la rîuri rapide încărcate cu substanțe minerale (Jiu) 0,5—0,7.

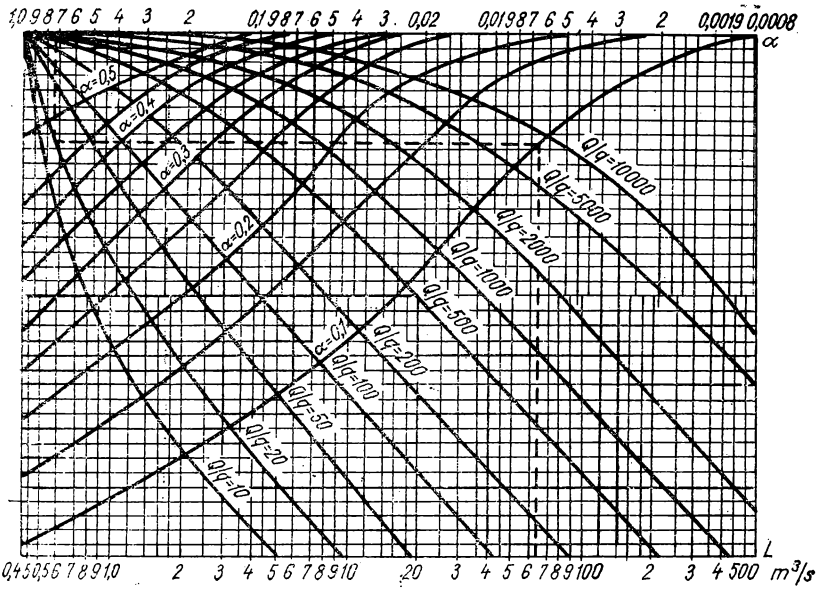



Fig. XXV.56. Nomogramă pentru determinarea coeficientului de amestec $\alpha$.

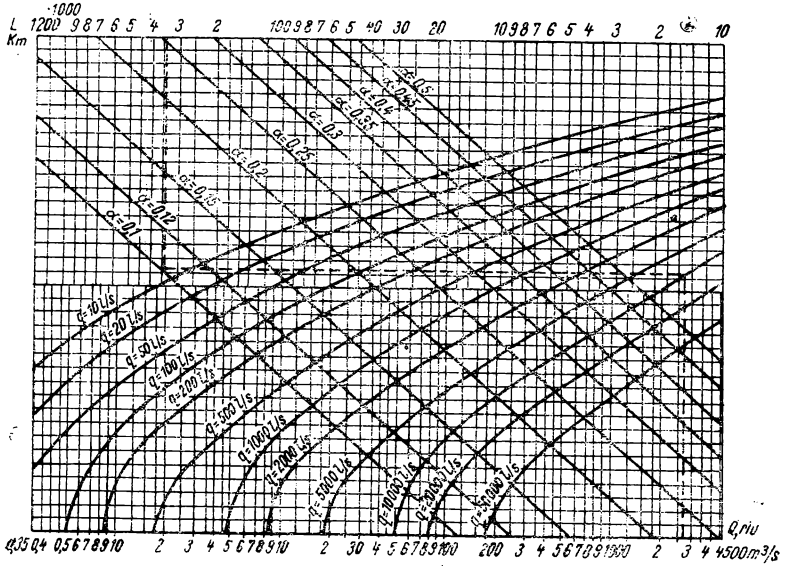



Fig. XXV.57. Nomogramă pentru determinarea distanței de amestec $L$.

*Tabelul XXV.26*

## Calculul concentrației admisibile în OEN și al gradului de epurare necesar

| Nr. crt. | Profiluri (zone) de calcul pe emisar | | | Ape uzate | | $K_1$ | Emisarul | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Denumirea (sursă de murdărire, folosință, punct control etc.) | Distanțe $L$ între profiluri | | Debitul $q$ | | | Debitul $Q$ | | Viteza medie $v_{med}$ m/s | Adîncimea medie $H_{med}$, m | $\frac{v_{med} H_{med}}{200}$ | $\beta = \varepsilon - \alpha \sqrt[3]{L}$ | $\alpha \frac{1-\beta}{1+\frac{Q}{q}}$ | $K_1''$ | Debitul de amestec $aQ$, l(m³)/s | OBN |
| | | Parțial km | Cumulat km | Parțial l(m³)/s | Cumulat l(m³)/s | | Parțial l(m³)/s | Cumulat l(m³)/s | | | | | | | | în profilul inițial $L_r$ / Admisibil în profilul de calcul $L_{r.ad}$ |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 / 17 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Gradul de diluare $n = \frac{aQ+q}{q}$ | Calculul concentrației din OBN a apelor uzate $L_{uz.ad} = \frac{aQ}{q\,10^{-K't}}(L_{r.ad} - L_r\,10^{-K't''}) + \frac{L_{r.ad}}{10^{-K''t}}$ | | | | | | | | | | OBN al apelor uzate $L_{uz}$ | Calculul gradului de epurare $d = \frac{L_{uz} - L_{uz.ad}}{L_{uz}} \cdot 100$ % | OBSERVAȚII |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{aQ}{q}$ [8]−[15] / [g] | Timpul de parcurgere între profiluri $t$, zile | $10^{-K't}$ | $10^{-K''t}$ | $\frac{aQ}{q} \cdot \frac{1}{10^{-K't}}$ [19] [21] | $\frac{aQ\,L_r}{q \cdot 10^{-K't}}$ [23]·[16] | $L_r\,10^{-K''t}$ [16]·[22] | $\frac{aQ\,L_r\,10^{-K''t}}{q \cdot 10^{-K't}}$ [23]·[25] | $\frac{L_{r.ad}}{10^{-K''t}}$ [17] [22] | $L_{uz.ad}$ [24]−[26]+[27] | | | |
| 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 |
| | | | | | | | | | | | | | Factorul $a$ [15] se limitează la valoarea 0,8 Factorul $d = \varphi \sqrt[3]{\frac{K}{q}}$ |
| | | | | | | | | | | | | | |

*Observație.* Tabelul poate fi folosit și pentru calculul OBN al amestecului în profil ($L_{am}$ conform relației:

$$L_{am} = \frac{1}{q+aQ}(q\,L_{uz} \cdot 10^{-K't} + aQ L_r \cdot 10^{-K''t})$$ pe baza schemei de calcul $L_{am} = \frac{1}{[5]+[15]}\Big[\,[5]\cdot[29]\cdot[21]+[15]\cdot[16]\cdot[22]\,\Big]$

*Determinarea OBN în fiecare secțiune de control* a emisarului se face pe baza relațiilor:

$$L_{r_t}\, a\, Q + L_{uz_t} q = (aQ + q)\, L_{am_t}; \qquad \text{(XXV.52)}$$

$$L_{uz_t} = L_{uz}\, 10^{-K_1' t}, \qquad \text{(XXV.53)}$$

în care: $L_{uz}$, $L_r$ sînt respectiv cantitățile de OBN al apelor uzate și al rîului, inițial, înainte de amestecul lor;

$L_{uz}$, $L_r$ — idem, la momentul $t$;

$L_{am_t}$ — OBN al amestecului la momentul $t$;

$K_1'$, $K_1''$ — constantele vitezei de consum a oxigenului celor două feluri de ape; aceste constante pot fi diferite.

Din relația (XXV.53) se deduce (OBN$_t$ al amestecului)$-L_{am_t}$:

$$L_{am_t} = \frac{L_{r_t}\, a\, Q + L_{uz_t}\, q}{aQ + q}, \qquad \text{(XXV.54)}$$

care permite compararea cu prevederile STAS E 4706-66.

În calcule trebuie ținut seama că pe măsura trecerii timpului t variază și distanța de amestec $L$ și deci, trebuie recalculată valoarea $a$.

*În punctul de vărsare* trebuie verificat OBN care asigură calitatea necesară în secțiunea de control conform STAS E 4706-66, condiția de satisfacere a unui rîu de categoria III (OBN$_5$ = 10 mg/dm$^3$); acesta rezultă din relația:

$$L_{uz}^{adm}\, q \cdot 10^{-K_1' t} + a\, Q L_r\, 10^{-K_1'' t} = (aQ + q)N, \qquad \text{(XXV.55)}$$

în care: $L_{uz}^{adm}$ este OBN al apelor uzate admisibil a intra în emisar spre a se respecta condiția indicată;

$N$ — norma admisibilă de OBN pentru emisar în secțiunea de control (2, 4 sau 10 mg/dm$^3$);

de unde:

$$L_{uz}^{adm} = \frac{aQ}{q}\left(\frac{1}{10^{-K_1' t}}\, N - L_r \cdot 10^{-K_1'' t}\right) + \frac{N}{10^{-K_1' t}}. \qquad \text{(XXV.56)}$$

Calculele se conduc după OBN$_{20}$ îndeosebi la rîurile lungi întrucît în emisar se pot vărsa și ape la care nu se mai păstrează permanent proporționalitatea OBN$_5$/OBN$_{20}$.

*Metodele aproximative* se bazează numai pe considerarea diluției sau pe aplicarea unor relații empirice.

Pentru metoda prin considerarea diluției se pot aplica relațiile:

$$aQL_r + qL_{uz} = (aQ + q)L_{am};$$

$$L_{am} = \frac{aQL_r + qL_{uz}}{aQ + q}; \qquad \text{(XXV.57)}$$

sau cu o relație asemănătoare cu relația (XXV.56):

$$L_{uz}^{adm} = \frac{aQ + q}{q} N - \frac{aQ + q}{aQ} L_r. \qquad \text{(XXV.58)}$$

Reducerea în timp a $L_{uz}^{adm}$ se poate lua din tabelele XXV.25, XXV.26 și XXV.27·

*Tabelul XXV.26*

**Consumurile procentuale zilnice din $OBN_{total}$ în funcție de temperatură**

| Temperatura θ, în °C | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Consumul zilnic, în % | 10,90 | 13,50 | 16,70 | 20,60 | 25,20 | 30,50 |

*Tabelul XXV.27*

**Consumuri procentuale zilnice din OBN în funcție de caracteristicile emisarului**

| Emisarul | Consumul zilnic % |
|---|---|
| Rîuri mari cu viteze de scurgere foarte reduse | 40 |
| Rîuri cu viteze mijlocii | 54 |
| Rîuri puțin adînci cu viteză mare și scurgere turbulentă | 76 |

Gradul de epurare necesar privind OBN se exprimă prin relația:

$$d = \frac{L_{uz} - L_{uz}^{adm}}{L_{uz}} 100 = \frac{L_{am_t} - N}{L_{am_t}} 100. \qquad \text{(XXV.59)}$$

8.2.3. **Calculul gradului de epurare necesar privind oxigenul dizolvat.** Se verifică deficitul maxim (critic) ce poate apărea între punctul de vărsare al apelor de canalizare și secțiunea de control situată la 1 km amonte de locul sau de zona de folosință ce trebuie asigurată.

Calculul se poate efectua prin două grupe de metode.

*Metoda bazată pe caracteristicile de autoepurare* se poate aplica atunci cînd se dispune de date asupra coeficientului $K_1$ și $K_2$.

Pentru determinarea coeficientului $K_2$, operație destul de laborioasă deoarece trebuie stabilit în condițiile hidraulice ale emisarului, se pot utiliza și unele metode aproximative și anume:

— diagrama din fig. XXV.58 elaborată de Catedra de Alimentări cu apă şi canalizări din Institutul de Construcţii Bucureşti;

— valorile lui $f = \frac{K_1}{K_2}$ indicate în tabelul XXV.28 după G. M. Fair şi J. C. Geyer.

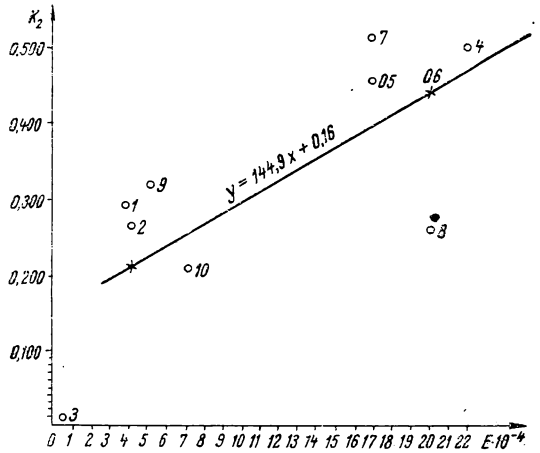



Fig. XXV. 58. Diagramă pentru determinarea coeficientului de reaerare $K_2$.

*Tabelul XXV.28*

**Valorile lui $f$ (după G. M. Fair şi J. C. Geyer)**

| Emisarul | $f$ |
|---|---|
| Lacuri mici | 0,50—1,00 |
| Lacuri mici şi rîuri avînd scurgere foarte lentă | 1,00—1,50 |
| Rîuri mari avînd scurgere lentă | 1,50—2,00 |
| Rîuri mari avînd scurgere normală | 2,00—3,00 |
| Rîuri avînd scurgere rapidă | 3,00—5,00 |
| Torenţi şi alte asemenea cursuri de apă | Peste 5,00 |

Determinarea oxigenului rămas în emisar care trebuie asigurat (6,5 sau 4 mg/dm³ în funcţie de categoria emisarului) se face prin relaţia:

$$O_c = O_s - D_{cr}, \qquad \text{(XXV.60)}$$

în care: $O_s$ este cantitatea de oxigen de saturaţie (v. tabelul XXV. 15);
$D_{cr}$ — deficitul critic calculat.

*Deficitul la un moment t* se stabileşte cu relaţia:

$$D_t = \frac{K_1 L_a}{K_2 - K_1}(10^{-K_1 t} - 10^{-K_2 t}) + D_a\, 10^{-K_2 t}. \qquad \text{(XXV.61)}$$

*Timpul critic* $t_{cr}$ la care se va realiza deficitul critic se obţine din relaţia $\frac{dD_t}{dt} = 0$ şi $\frac{d^2 D_t}{dt^2} = 0$, de unde rezultă:

$$t_{cr} = \frac{\lg \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[ 1 - \frac{D_a (K_2 - K_1)}{L_1 L_a} \right] \right\}}{K_2 - K_1}; \qquad \text{(XXV.62)}$$

$$D_{cr} = \frac{K_1}{K_2 - K_1} L_a\, 10^{-K_1 t_{cr}} \left\{ 1 - 10^{-(K_2 - K_1) t_{cr}} \left[ 1 - \frac{K_2 - K_1}{K_1 L} \cdot \frac{D_a}{L_a} \right] \right\}, \qquad \text{(XXV.63)}$$

în care: $D_t$, $D_{cr}$, $D_a$ sînt deficitele la momentul $t$, critic şi iniţial, în secţiunea de introducere a apelor de canalizare:

$L_a$ — OBN la momentul iniţial (în secţiunea de introducere a apelor de canalizare).

Calculul se conduce prin aproximaţii succesive pînă la stabilirea unui $L_a$ şi $t_{cr}$ care să verifice $L_{uz}^{ep}$ prin relaţia XXV.63. Se determină OBN al apelor epurate care verifică $L_a$ găsit, prin relaţia:

$$L_{uz}^{ep} = \frac{1}{q}(aQ + q) L_a - aQL_r = \frac{aQ}{b}(L_a - L_r) + L_a. \qquad \text{(XXV.64)}$$

*Gradul de epurare necesar* este dat de relaţia:

$$d = \frac{L_{uz} - L_{uz}^{ep}}{L_{uz}} \cdot 100. \qquad \text{(XXV.65)}$$

*Metodele aproximative* se bazează pe suprafaţa de absorbţie a oxigenului de către emisar după relaţia:

$$A = tvbr\,[\text{g/zi}], \qquad \text{(XXV.66)}$$

în care: $A$ este cantitatea de oxigen absorbită de suprafaţa emisarului într-o zi;

$t$ — timpul necesar pentru parcurgerea între cele două secţiuni studiate ale emisarului, în zile;

$v$ — viteza medie a emisarului pe aceeaşi porţiune, în m/zi;

$b$ — lăţimea medie a emisarului pe aceeaşi porţiune, în m;

$r$ — absorbţia unitară de oxigen, în g/m² · zi care se poate lua din tabelul XXV.29 elaborat de K. Imhoff;

$t$ — timpul pareurs între cele două profiluri transversale ale emisarului ce se studiază, în zile.

*Tabelul XXV.29*

**Absorbția de oxigen la suprafața apei, în g/m² · zi**

| Emisarul | Gradul de saturație în oxigen, % | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 80 | 60 | 40 | 20 | 0 |
| Lacuri mici | 0 | 0,30 | 0,60 | 0,90 | 1,20 | 1,50 |
| Lacuri mari | 0 | 1,00 | 1,90 | 2,90 | 3,80 | 4,80 |
| Rîuri avînd scurgere lentă | 0 | 1,30 | 2,70 | 4,00 | 5,40 | 6,70 |
| Rîuri mari | 0 | 1,90 | 3,80 | 5,80 | 7,60 | 9,60 |
| Rîuri avînd scurgere rapidă | 0 | 3,10 | 6,20 | 9,30 | 12,40 | 15,50 |
| Torenți | 0 | 9,60 | 19,20 | 28,60 | 38,40 | 48,00 |

*Reacția activă* pH a apelor emisarului se exprimă prin relația :

$$pH = 6{,}52 - \lg \frac{CO_{2\,lib}}{CO_{2\,bic}}, \qquad \text{(XXV.67)}$$

în care $CO_{2\,lib}$ și $CO_{2\,bic}$ sînt bioxidul de carbon liber și respectiv legat în biocarbonați, în g/m³.

Cunoscînd $CO_2$ sub cele două forme, pH se poate determina cu nomograma din fig. XXV.59 elaborată de G. L. Zak.

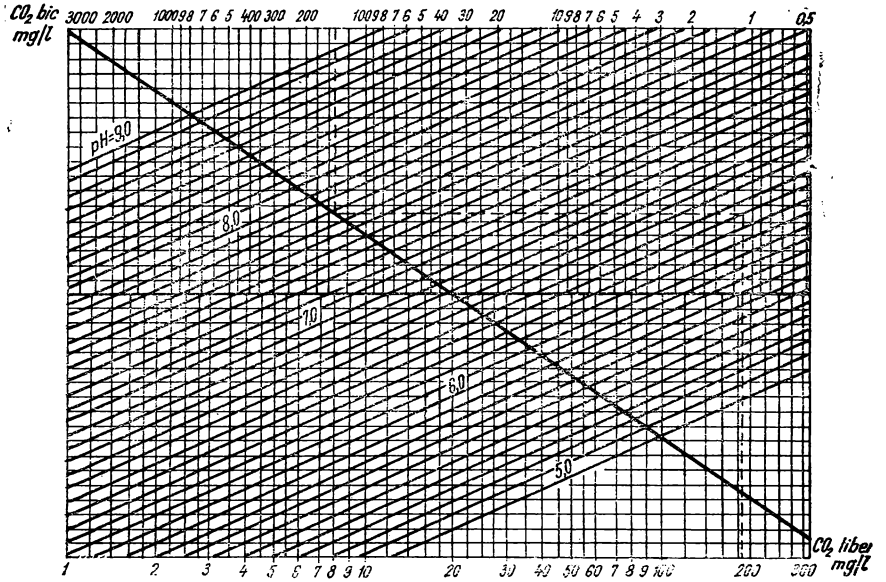



Fig. XXV.59. Diagramă pentru determinarea pH.

**Neutralizarea acizilor** se realizează prin mărimea $CO_{2\,lib}$ și reducerea $CO_{2\,bic}$, după relația (la limita $pH = 6{,}5$):

$$6{,}5 = 6{,}52 - \lg \frac{CO_{2\,lib} + x}{CO_{2\,bic} - x} \quad \text{sau} \quad \frac{CO_{2\,lib} + x}{CO_{2\,bic} - x} = 1{,}047, \qquad \text{(XXV.68)}$$

de unde:

$$x = 0{,}511\ CO_{2\,bic} - 0{,}488\ CO_{2\,lib}, \qquad \text{(XXV.69)}$$

unde $x$ este cantitatea de acizi introdusă în emisar, în mg/dm³.

Calculele se pot conduce după nomograma din fig. XXV.60 (elaborată de G. L. Zak). Nomograma are două părți *a* și *b*: partea inferioară *a* cunoscînd $CO_{2\,lib}$ și $CO_{2\,bic}$ al emisarului dă pentru $HNO_3$, $H_2SO_4$ și HCl concentrațiile admisibile ale amestecului apelor în emisar; partea superioară *b* dă, cunoscînd concentrația amestecului și concentrația în acizi a apelor uzate, diluția *n* necesară (v. XXV.40).

*Neutralizarea alcalină* se determină în mod corespunzător prin relația:

$$8{,}5\ (\text{sau } 9{,}5) = 6{,}52 - \lg \frac{CO_{2\,lib} - y}{CO_{2\,bic} + y},$$

sau:

$$\frac{CO_{2\,lib} - y}{CO_{2\,bic} + y} = 0{,}0105, \qquad \text{(XXV.70)}$$

de unde:

$$y = CO_{2\,lib} - 0{,}0105\ CO_{2\,bic}\ . \qquad \text{(XXV.71)}$$

Calculele se pot conduce după nomograma din fig. XXV.61 elaborată de G. L. Zak pentru $pH\ max = 0{,}5$.

## 9. TEHNOLOGIA EPURĂRII APELOR UZATE MENAJERE

Epurarea apelor uzate înainte de vărsarea în emisar se efectuează în construcții și instalații de epurare organizate, în funcție de mărimea lor, în stații de epurare sau construcții izolate.

Epurarea apelor uzate cuprinde două mari grupe de operații succesive:

— reținerea sau neutralizarea substanțelor nocive sau valorificabile conținute în apele uzate;

— prelucrarea substanțelor rezultate din prima operație, denumite nămoluri.

De aci vor rezulta ca produse finale:

— ape epurate, în măsuri (grade) diferite, care sînt vărsate în emisar sau pot fi valorificate în irigații sau în alte folosințe;

— nămoluri, care sînt valorificate, depozitate sau descompuse.

În funcție de metodele folosite rezultă ape cu calități diferite și nămoluri în cantități și calități diferite.

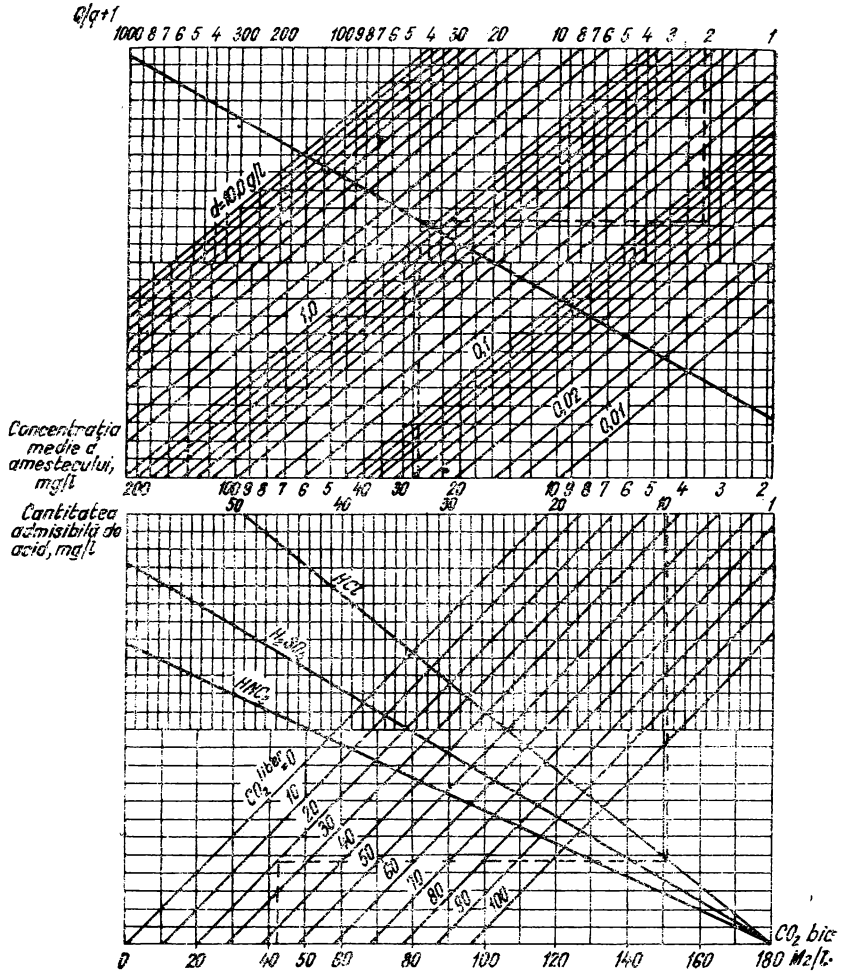



Fig. XXV.60. Diagramă pentru determinarea $CO_2$.

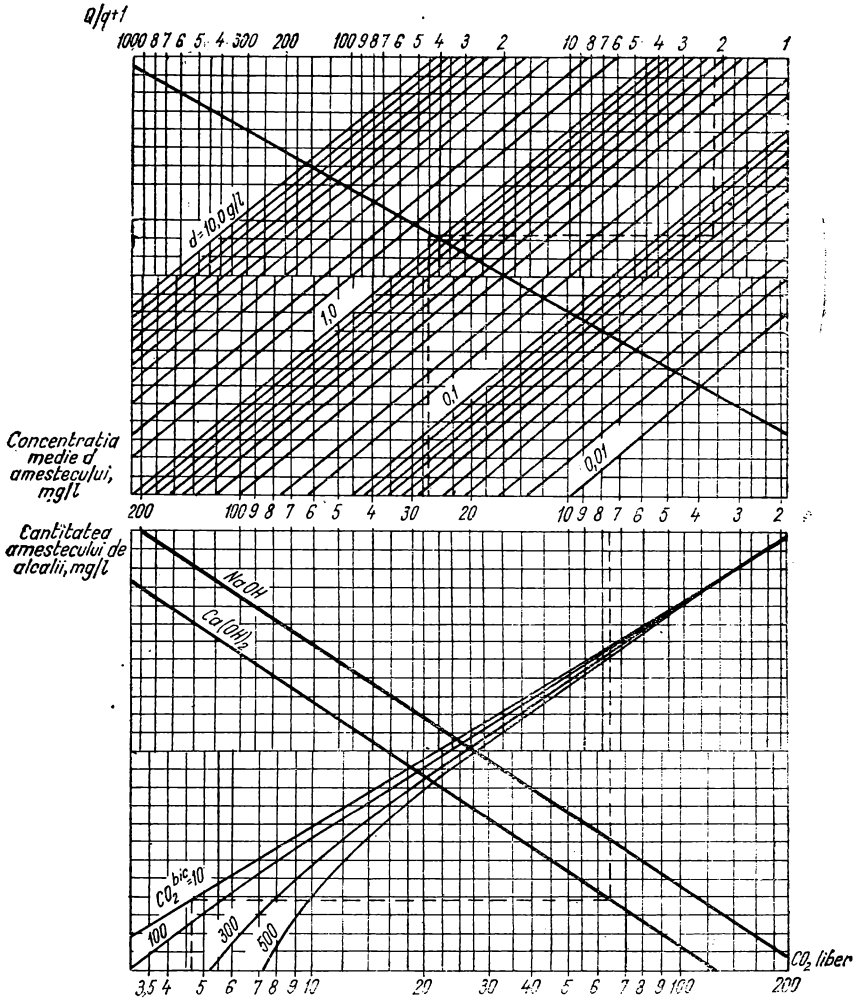



Fig. XXV.61. Diagramă pentru determinarea alcalinității.

## 9.1. METODELE ŞI SCHEMELE DE EPURARE

**9.1.1. Metode de epurare.** La epurarea apelor uzate menajere se folosesc trei metode, denumite după fenomenele principale pe care se bazează : epurarea mecanică, epurarea mecano-chimică şi epurarea mecano-biologică.

*Epurarea mecanică* (fig. XXV.62 şi XXV.63) constă în reţinerea prin procedee fizice (mecanice) a substanţelor insolubile care se află în apele uzate.

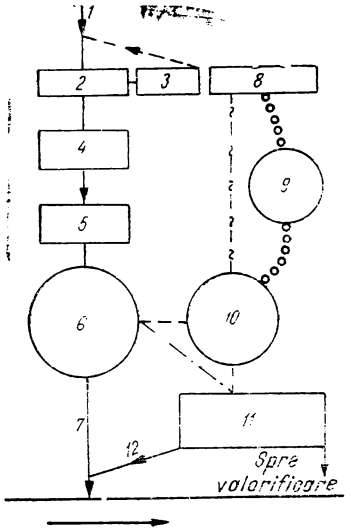



Fig. XXV.62. Schemă de epurare mecanică cu fermentarea separată a nămolurilor :

*1* — ape uzate; *2* — grătare; *3* — zdrobitori; *4* — deznisipatoare; *5* — separatoare de grăsimi; *6* — decantoare primare; *7* — ape decantate; *8* — centrală termică; *9* — rezervoare de gaze; *10* — rezervoare de fermentare metanică *11* — platforme de uscare; *12* — ape de drenaj.

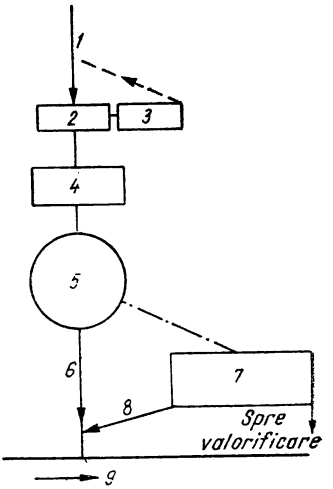



Fig. XXV.63. Schemă de epurare mecanică cu decantor cu etaj :

*1* — ape uzate; *2* — grătare; *3* — zdrobitori; *4* — deznisipatoare; *5* — decantoare primare cu etaj; *6* — ape decantate; *7* — platforme de uscare; *8* — ape de drenaj; *9* — emisar.

Pînă nu de mult se obişnuia ca la toate staţiile de epurare indiferent de metodel e folosite să se prevadă epurarea mecanică, deoarece prin aceasta se poate realiza o simţitoare reducere a substanţelor în suspensie. În prezent, la staţiile de epurare pînă la cîteva mii de locuitori (şi cu tendinţa de a se lărgi această scară) se renunţă uneori la epurarea mecanică atunci cînd se utilizează epurarea biologică prin aerare.

Reţinerea substanţelor din apele uzate se realizează prin construcţii şi instalaţii, a căror alcătuire diferă după mărimea suspensiilor şi procedeele utilizate : grătare, site, deznisipatoare, separatoare de grăsimi, decantoare.

Suspensiile reținute din apele uzate, nămolurile, alcătuiesc o masă vîscoasă care, în funcție de condițiile sanitare locale, poate fi îndepărtată în stare proaspătă sau trebuie în prealabil prelucrată spre a-și modifica parte din calitățile respective : umiditatea, viscozitatea, mirosul, aspectul, gradul de nocivitate. Prelucrarea nămolurilor se face prin :

— spații speciale prevăzute la decantoarele în care au fost reținute nămolurile dacă au fost construite în acest scop ;

— rezervoare sau bazine de fermentare a nămolurilor, sau în iazuri ;

— construcții pentru deshidratarea nămolurilor : platforme (denumite și paturi sau cîmpuri) de uscare, filtre-vacuum, instalații de uscare termică, instalații de incinerare a nămolurilor, scrubere de nămol ; aceste instalații se completează după caz, cu stații de tratare cu coagulanți, cu stații de spălare a nămolului, stații de pompare.

Realizarea acestor procese tehnologice impune existența unor construcții și instalații de deservire ca :

— conducte și canale de legătură între elementele tehnologice de bază ;

— dispozitive și aparate de comandă, măsură, control și semnalizare ;

— rezervoare de gaze (cînd se înmagazinează gazele produse la fermentarea nămolurilor) ;

— centrală termică pentru producerea energiei calorice (și eventual electrice) necesară prelucrării nămolurilor ;

— construcții pentru vărsarea în emisar a apelor epurate ;

— stații de pompare pentru ape uzate (după caz) și pentru nămol ;

— platforme pentru depozitarea nămolului fermentat ;

— rețeaua de alimentare cu apă potabilă și industrială ;

— drumuri de acces și de exploatare ;

— clădiri administrative ;

— instalații electrice exterioare și interioare de forță și lumină ;

— laborator ;

— plantații, împrejmuiri.

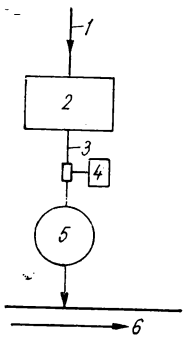



Fig. XXV.64. Schema de epurare mecano-chimică :

*1* — ape uzate ; *2* — epurare mecanică ; *3* — ape decantate ; *4* — stație de clorinizare ; *5* — bazin de contact ; *6* — emisar.

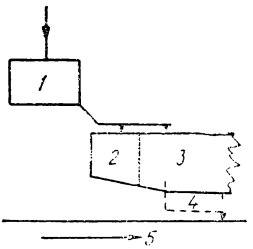



Fig. XXV.65. Schema de epurare mecano-biologică naturală (cîmpuri de irigație și de infiltrație) :

*1* — epurare mecanică ; *2* — cîmp de infiltrație ; *3* — cîmpuri pentru irigație ; *4* — ape de drenaj ; *5* — emisar.

*Epurarea chimică* la apele uzate menajere (fig. XXV.64) se aplică la dezinfectarea apelor epurate parțial prin alte metode, la coagularea nămolurilor, la dezinfectarea instalațiilor etc.

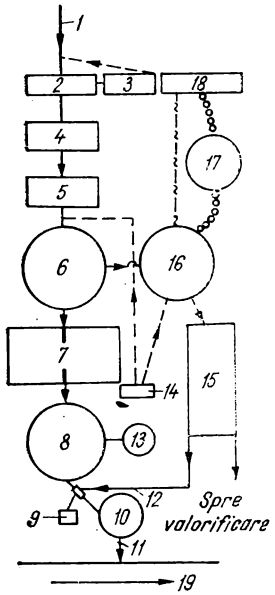



Fig. XXV.66. Schemă de epurare cu filtre biologice :

*1* — ape uzate; *2* — grătare; *3* — zdrobitori; *4* — deznisipatoare; *5* — separatoare de grăsimi; *6* — decantoare primare; *7* — filtre biologice; *8* — decantoare secundare; *9* — staţie de clorinare; *10* — bazin de contact; *11* — ape epurate; *12* — ape de drenaj; *13* — concentrator de nămol; *14* — staţie de pompare a nămolurilor; *15* — platforme de uscare a nămolurilor; *16* — rezervoare de fermentare metanică *17* — rezervoare de gaz *18* — centrală termică; *19* — emisar.

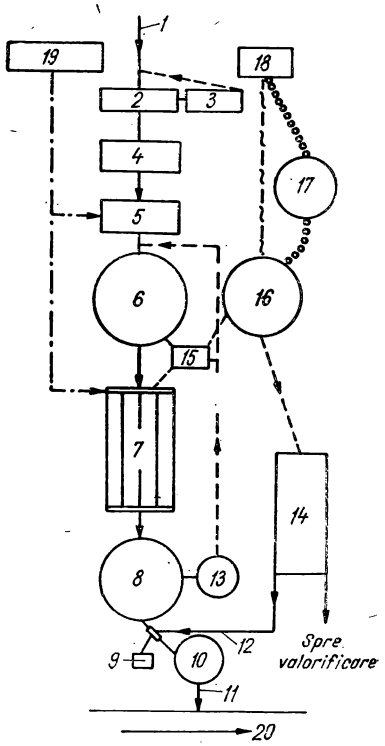



Fig. XXV.67. Schemă de epurare biologică cu nămol activat :

*1* — ape uzate; *2* — grătare; *3* — zdrobitori; *4* — deznisipatoare; *5* — separatoare de grăsimi; *6* — decantoare primare; *7* — bazine cu nămol activat; *8* — decantoare secundare; *9* — staţie de clorinare; *10* — bazin de contact; *11* — ape epurate; *12* — ape de drenaj; *13* — concentrator de nămol; *14* — platforme de uscare a nămolurilor; *15* — staţie de pompare a nămolurilor; *16* — rezervoare de fermentare metanică; *17* — rezervoare de gaze; *18* — centrală termică; *19* — staţie de maşini (compresoare); *20* — emisar.

*Epurarea mecano-biologică* foloseşte activitatea unor microorganisme pentru mineralizarea substanţelor organice aflate în apa uzată.

Epurarea biologică poate fi realizată prin două grupe mari de construcţii şi anume :

— construcţii în care epurarea se produce în condiţii apropiate de cele naturale ; între acestea se încadrează : *cîmpuri de irigaţie, cîmpuri de infiltraţie* (fig. XXV.65) şi *iazuri biologice* ;

— construcţii în care epurarea biologică se realizează în condiţii creiate artificial sub acţiunea bacteriilor aerobe puternic alimentate cu oxigen şi anume *filtre biologice* (fig. XXV.66), şi *bazine cu nămol activat* (fig. XXV.67) ; la apele uzate menajere, această epurare se face într-una sau în cel mult două faze (trepte).

Pentru diferenţierea în cadrul proceselor tehnologice decantoarele poartă denumirea treptei de epurare din care fac parte. Astfel, la epurarea mecanică se numesc decantoare primare, la epurarea biologică cu o singură fază (treaptă) — decantoare secundare, iar la cele de la epurarea biologică cu două faze (trepte) — decantoare terţiare.

După decantarea secundară apele uzate mai conţin încă bacterii banale şi patogene. Pentru distrugerea bacteriilor se foloseşte dezinfectarea apei prin clorizare sau prin alte mijloace. În asemenea cazuri, epurarea mecano-biologică se completează deci şi cu o epurare chimică.

Epurarea biologică asigură un înalt grad de epurare adeseori practic completă (la construcţiile de epurare în condiţii naturale), întrucît factorii participanţi : apa, bacteriile mineralizatoare şi aerul pot fi manevraţi după necesitate încît întreg procesul de epurare poate fi dirijat.

9.1.2. **Scheme de epurare.** Schiţa care reprezintă succesiunea obiectelor principale din staţia de epurare şi care indică poziţiile relative precum şi indicaţiile asupra fluxului tehnologic al apei, al nămolului, al energiei electrice, al aburului şi al altor agenţi necesari epurării constituie schema de epurare.

Schemele de epurare se prezintă în plan şi în profil tehnologic.

*Schema în plan orizontal* are drept scop să prezinte în plan modul în care se desfăşoară procesele tehnologice în staţia de epurare adică amplasamentul relativ al obiectelor principale, circulaţia apelor uzate de la intrarea în staţia de epurare şi pînă la emisar şi a nămolului de la locul de producere pînă la locul de deshidratare sau descompunere.

*Profilul tehnologic* (fig. XXV.68) are drept scop să indice amplasarea relativă în plan vertical a obiectelor din staţia de epurare şi a nivelurilor tehnologice ale apelor

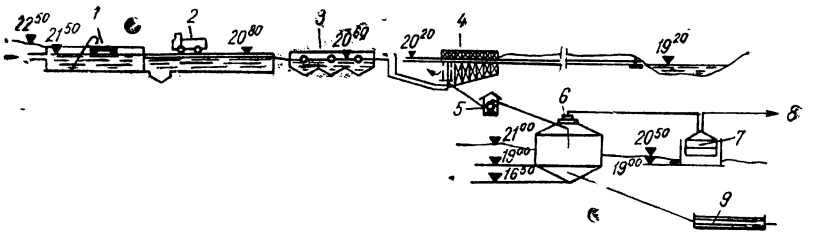



Fig. XXV.68. Profil tehnologic printr-o staţie de epurare mecanică :

*1* — grătar ; *2* — deznisipator ; *3* — separator de grăsimi ; *4* — decantor radial ; *5* — staţie de pompare ; *6* — rezervor de fermentare mecanică ; *7* — gazometru ; *8* — centrala termică ; *9* — paturi de uscare.

şi nămolului astfel încît să se asigure scurgerea apelor şi nămolului prin staţie conform schemei în plan.

9.1.3. **Criterii pentru alegerea metodei şi schemei de epurare.** *Alegerea metodei de epurare.* Metoda de epurare depinde de gradul de epurare necesar stabilit în conformitate cu STAS E 4706-66. La alegerea metodei de epurare trebuie să se ţină seama de eficienţa ce se poate obţine conform tabelului XXV.30.

*Tabelul XXV.30*

**Eficienţa epurării calculată prin reducere, în %**

| Metoda de epurare | Reducerea, în %, de: | | |
|---|---|---|---|
| | Suspensii | $OBN_5$ | Bacterii |
| Mecanică | 40—65 | 25—40 | 25—75 |
| Mecano-biologică: | | | |
| — în condiţii naturale (irigaţii, infiltraţii) | 85—95 | 90—95 | 95—99 |
| — în condiţii artificiale | 65—90 | 75—90 | 90—95 |
| Chimică: | | | |
| — clorinare după epurarea mecanică | 70—90 | 50—85 | 40—80 |
| — clorinare după epurarea mecano-biologică | — | — | 98—99 |

Normativul P.28-68 [39] admite, pentru cazurile în care nu se dispune de date asupra tuturor caracteristicilor emisarului, să se considere suficientă epurarea mecanică atunci cînd la debitul minim lunar corespunde o încărcare de 7—10 locuitori pentru debitul de 1 l/s apă curgătoare în emisar.

*Alegerea schemei de epurare.* Schema de epurare se alege pe baza unor calcule tehnico-economice comparative între mai multe variante făcute, luînd în consideraţie mai mulţi factori printre care: existenţa unor terenuri disponibile pentru staţia de epurare sau economic inapte pentru alte folosinţe; posibilitatea asigurării zonei de protecţie sanitară, obligativitatea asigurării maxime a gradului de epurare necesar; topografia terenului staţiei legată de asigurarea proceselor tehnologice de epurare, distanţa faţă de emisar, cantităţile de nămoluri rezultate în fiecare proces de epurare; posibilităţile de depozitare sau de distrugere a nămolurilor, mărimea staţiei de epurare legată de posibilitatea asigurării cu personal bine calificat.

Mărimea staţiei are mare importanţă pentru alegerea schemei de epurare; pentru staţiile mici trebuie alese schemele cele mai simple şi mai sigure, practic automate. Asemenea staţii mici formează o grupă de lucrări cu caracteristici constructive speciale.

## 9.2. REŢINEREA CORPURILOR ŞI SUSPENSIILOR MARI

Reţinerea corpurilor şi suspensiilor mari este o operaţie ce trebuie efectuată obligatoriu la intrarea apelor uzate în staţia de epurare, respectiv înaintea staţiei de pompare.

Reţinerea corpurilor şi suspensiilor mari se face prin grătare şi — înainte vreme — prin site.

9.2.1. **Grătare.** Grătarele sînt construcţii din bare de fier, paralele, printre care sînt trecute apele uzate.

Îndepărtarea murdăriilor de pe grătare se face manual (la staţiile de epurare ce deservesc populaţii sub 50 000—60 000 locuitori) sau mecanic.

Curăţirea mecanică se realizează prin sisteme diferite : recipiente care reţin suspensiile şi care sînt ridicate cu ajutorul unor scripeţi ; greble (curăţitoare) care se rotesc în jurul unui ax orizontal sau vertical ; gheare metalice etc.

Barele se fac de forme şi grosimi diferite. Normativul P. 28-68 prevede ca barele să se facă din oţel, de secţiune dreptunghiulară (10 × 40 mm... 8 × 60 mm) ; distanţele între bare se iau de 40—60 mm la curăţirea manuală şi de 16—20 mm în cazul curăţirii mecanice.

La staţiile de epurare peste circa 10 000 $m^3$/zi se prevede la intrarea în staţie un grătar cu bare rare distanţate la 80—150 mm avînd rolul de a proteja grătarul des (fig. XXV.69).

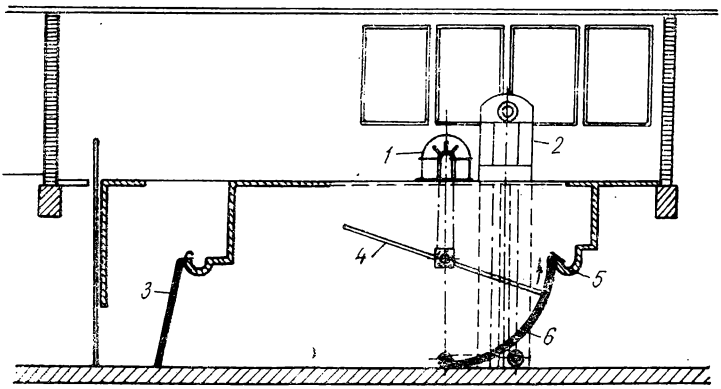



Fig. XXV.69. Grătar de curăţit cu greblă rotativă :

*1* — dispozitiv de antrenare; *2* — dispozitiv pentru curăţire automată; *3* — grătar rar; — *4* curăţitor de grătar; *5* — jgheab pentru evacuarea reziduurilor; *6* — grătar des.

Numărul panourilor de grătare este variabil după importanţa staţiei de epurare, respectiv după modul lor de curăţire.

Viteza apei între barele grătarelor va fi de maximum 0,7 m/s la debitul mediu şi de maximum 1 m/s la debitul maxim ; în porţiunea din faţa grătarului trebuie ca viteza să nu fie mai mică de 0,4 m/s.

Pierderea de sarcină $h$ prin grătare se calculează cu relaţia :

$$h = \zeta \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(XXV.72)}$$

unde :

$$\zeta = 2{,}42 \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3}, \qquad \text{(XXV.73)}$$

în care : $b$ este lățimea barelor ;
$s$ — lățimea spațiilor dintre bare ;
2,42 — coeficientul pentru bare rectangulare.

De obicei, pierderile de sarcină la grătare nu depășesc 5 cm $H_2O$. Pentru a ține seama însă de pierderile de sarcină suplimentare date de inundarea grătarului, pentru calculul pierderilor totale de sarcină prin instalație, pierderile de sarcină rezultate din relația (XXV.72) se măresc de 3 ori. Normativele americane admit ca pierderi de sarcină minimă la curățirea manuală, 15 cm $H_2O$. (fig. XXV.70)

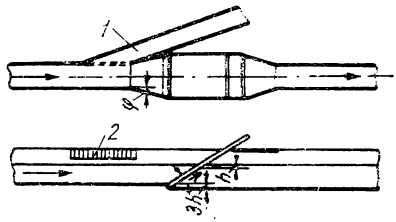



Fig. XXV.70. Grătare fixe curățite manual :
*1* — canal deversor și de ocolire ; *2* — deversor.

Cantitățile de depuneri prin grătare din ape uzate menajere se pot lua din tabelul XXV.31.

Umiditatea depunerilor se ia de 80 %, greutatea specifică a depunerilor 0,750 t/m³, iar coeficientul de variație orară 2.

*Tabelul XXV.31*

**Cantitățile de depuneri pe grătare**

| Distanța între barele grătarelor, mm | Cantitatea de depuneri pentru 1 locuitor pe an l/om . an | |
|---|---|---|
| | La curățirea manuală | La curățirea mecanică |
| 16 | 5,00 | 6,00 |
| 20 | 4,00 | 5,00 |
| 25 | 3,00 | 3,50 |
| 30 | 2,50 | 3,00 |
| 40 | 2,00 | 2,50 |
| 50 | 1,50 | 2,00 |

Îndepărtarea depunerilor curățite de pe grătare se face prin mijloace manuale (cu roabe, vagonete decovil) sau prin mijloace mecanice (cu benzi transportoare sau transport hidraulic).

Grătarele se montează în general în aer liber și numai în locuri cu temperaturi anuale medii sub 6°C se va examina necesitatea amplasării grătarelor în clădiri.

Transportul depunerilor la aparatele de tocare se mecanizează la instalațiile cu debit mai mare de 0,1 m³/zi reținere.

**9.2.2. Site.** Sitele sînt construcții metalice alcătuite dintr-o carcasă din bare metalice învelită cu tablă perforată sau cu împletituri de sîrmă alcătuind sita prin care sînt trecute apele uzate. Suspensiile sînt reținute la suprafața de unde sînt îndepărtate cu ajutorul unor perii.

Sitele folosite au diferite forme ca în fig. XXV.71. Toate acestea se rotesc, fiind acționate de motoare electrice. Viteza periferică de rotație este de 0,2—0,3 m/s. Golurile sitei se fac de 0,5—1,5 mm/6—50 mm, așezate în șah la distanțe de 4—6 mm.

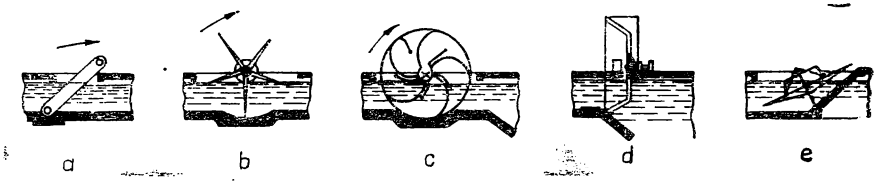



Fig. XXV.71. Site.

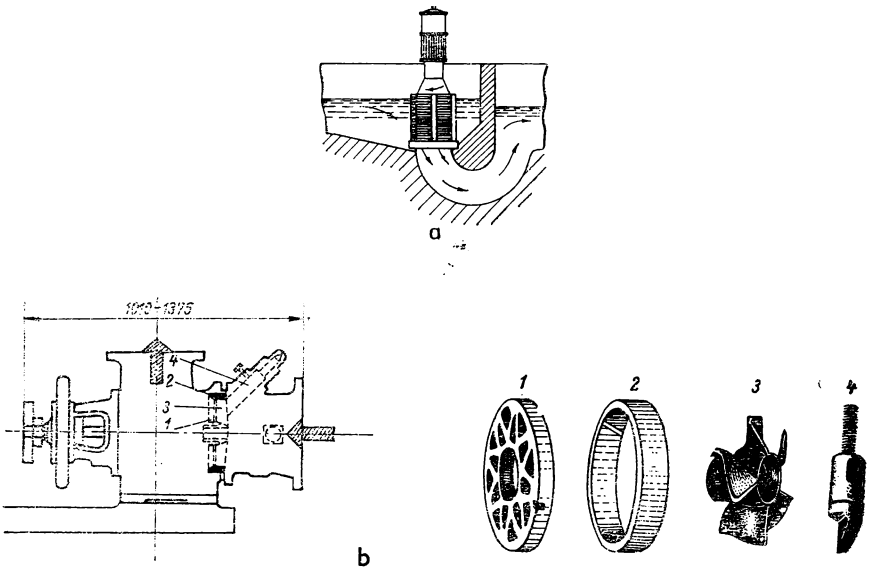



Fig. XXV.72. Aparate zdrobitoare :

*a* — amplasarea aparatelor tocătoare; *b* — tocătoare (Sulzer-Elveția); *1* — grătar fix; *2* — grătar mobil; *3* — *4* cuțit;

Micrositele sînt dispozitive de filtrare (inventate recent) cu goluri de ordinul micronilor. Ele sînt recomandate deseori ca înlocuitori ai bazinelor secundare de decantare. Unele prospecte indică pentru microsite, folosite ca post clarificator, reduceri ale substanțelor în suspensie de 66%, OBN de 36% și CCO de 20%.

9.2.3. **Prelucrarea substanțelor reținute.** Prelucrarea substanțelor reținute pe grătare se realizează prin îngropare, depozitare, fărămițare-tocare, fermentare și incinerare. Alegerea sistemului optim se face pe considerente sanitare și tehnico-economice.

*Îngroparea* constituie un sistem raţional de prelucrare a substanţelor reţinute pe grătare pentru staţii de epurare mici.

*Depozitarea* constituie un procedeu recomandabil numai în cazul în care depozitele sînt controlate.

*Fărîmiţarea* se foloseşte ca operaţie unică pentru reţinere şi fărîmiţare sau numai pentru fărîmiţare (fig. XXV.72). Materialele fărîmiţate sînt trimise în decantoare.

*Tocătoarele* sînt maşini pentru fărîmiţarea substanţelor reţinute pe grătare.

## 9.3. SEDIMENTAREA

Sedimentarea constituie procedeul cel mai simplu şi mai la larg utilizat pentru reţinerea unor importante cantităţi de particule aflate în stare de suspensie în apele uzate. Pentru sedimentare se folosesc bazine şi rezervoare în care, după un timp de rămînere stabilit, apa este evacuată peste un deversor sau prin orificii mari, astfel încît să nu antreneze substanţele separate; apa decantează şi de aici bazinele de sedimentare au primit şi numele generic de decantoare.

Într-un bazin rectangular (fig. XXV.73) pe care apa îl parcurge în sens orizontal, particula în suspensie are o viteză orizontală şi o viteză verticală $u_0$ datorită gravitaţiei; ea se deplasează pe direcţia rezultantă. Se consideră că se obţine eficienţa maximă atunci cînd particula decantabilă (într-un anumit timp ales pentru calcul) intrată în $A$ se va depune pînă în $C$; dacă se depune înainte de $C$, de exemplu $C'$, bazinul este prea lung şi porţiunea corespunzătoare distanţei $C'$ este construită de prisos, iar dacă se depune după $C$, de exemplu în $C''$, bazinul este prea scurt şi nu se va putea obţine sedimentarea dorită.

Recentele cercetări ale lui Camp şi ale altor autori prezentaţi de E. Fitch [1] adîncesc cunoştinţele cu privire la procedeele de sedimentare. După aceşti cercetători, particulele se pot depune în 4 moduri diferite (fig. XXV.73, *b*); clarificarea clasa 1 şi clasa 2 în care particulele se depun separat sau aderente; sedimentarea în masă şi compactarea. Aceste clase diferă după concentraţia şi după calitatea particulelor.

În funcţie de mărimea şi de natura suspensiilor precum şi în modul de realizare a sedimentării, se disting următoarele construcţii: deznisipatoare, separatoare de grăsimi, decantoare, biocoagulatoare.

**9.3.1. Deznisipatoare.** Deznisipatoarele sînt bazine care se folosesc pentru separarea din apele uzate a particulelor minerale mai mari ca 0,2 mm. În realitate, pe lîngă substanţe minerale se reţin în deznisipatoare şi cantităţi reduse de substanţe organice; de aceea nisipul reţinut trebuie considerat nociv şi tratat ca atare.

Deznisipatoarele se prevăd la toate staţiile de epurare a apelor uzate menajere şi orăşeneşti cu debite mai mari de 300 m³/zi canalizate în sistem unitar sau în sistem separativ.

După direcţia curentului de apă deznisipatoarele pot fi orizontale, verticale şi cu deschideri de fund, după modul de evacuare a dispersiilor respective curăţite manual sau mecanic (hidraulic). Normativul P.28-64 prevede că, în mod obişnuit să se construiască deznisipatoare orizontale.

**9.3.2. Deznisipatoare orizontale.** Deznisipatoarele se construiesc cu cel puţin două compartimente, ambele fiind active. În deznisipator trebuie să se asigure reţinerea a 65—70% din cantitatea de nisip conţinută în apele uzate menajere.

[1] După Techniques et Sciences Municipales, nr. 11, 1963. Les principes fondamentaux du processus de sedimentation — E. B. Fitch.

Porțiunea de canal în lungime de 10—15 m dinaintea deznisipatorului trebuie să fie rectilinie spre a reduce turbulența.

Viteza de curgere a apei se ia conform normativului P.28-64 la debitul minim de 0,10 m/s, iar la debitul maxim de 0,30 m/s. Pentru menținerea în mod automat a vitezei, în aceste limite, se construiesc dispozitive în aval de deznisipator.

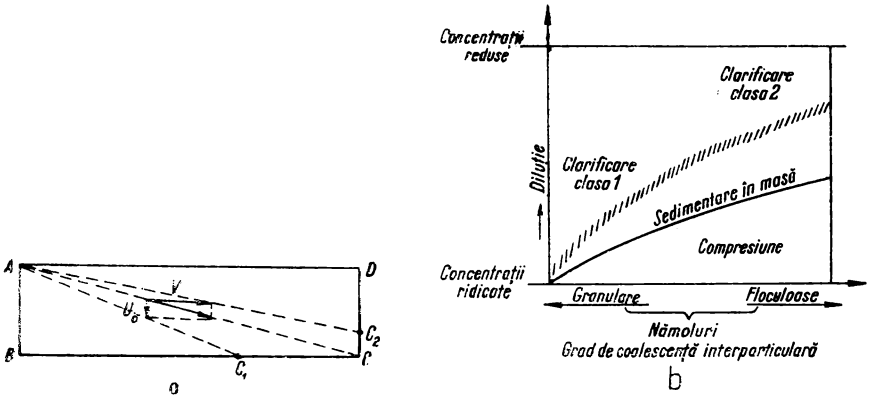



Fig. XXV.73. Sedimentarea :
*a* — într-un bazin orizontal; *b* — după E. Fitch.

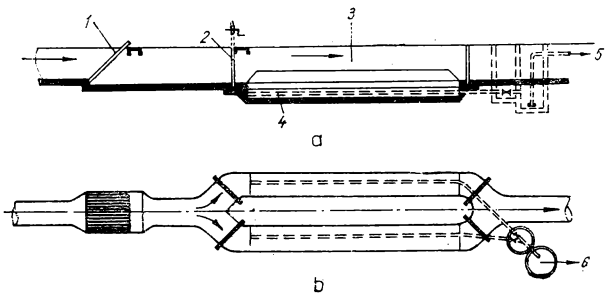



Fig. XXV.74. Deznisipator curățit manual :
*a* — secțiune; *b* — plan; *1* — grătar; *2* — batardou (stavilă); *3* — deznisipator; *4* — drenaj; *5* — spre pompe; *6* — bazin de recepție (colector).

Timpul de sedimentare a apei în deznisipator, la debitul maxim, se ia de minimum 30 s.

*Alcătuirea* deznisipatoarelor orizontale variază în funcție de mărime și de sistemul de curățire. În fig. XXV.74 este prezentat un deznisipator curățit manual, iar în fig. XXV.75 este prezentat un deznisipator cu îndepărtarea mecanică (cu pompe) a nisipului.

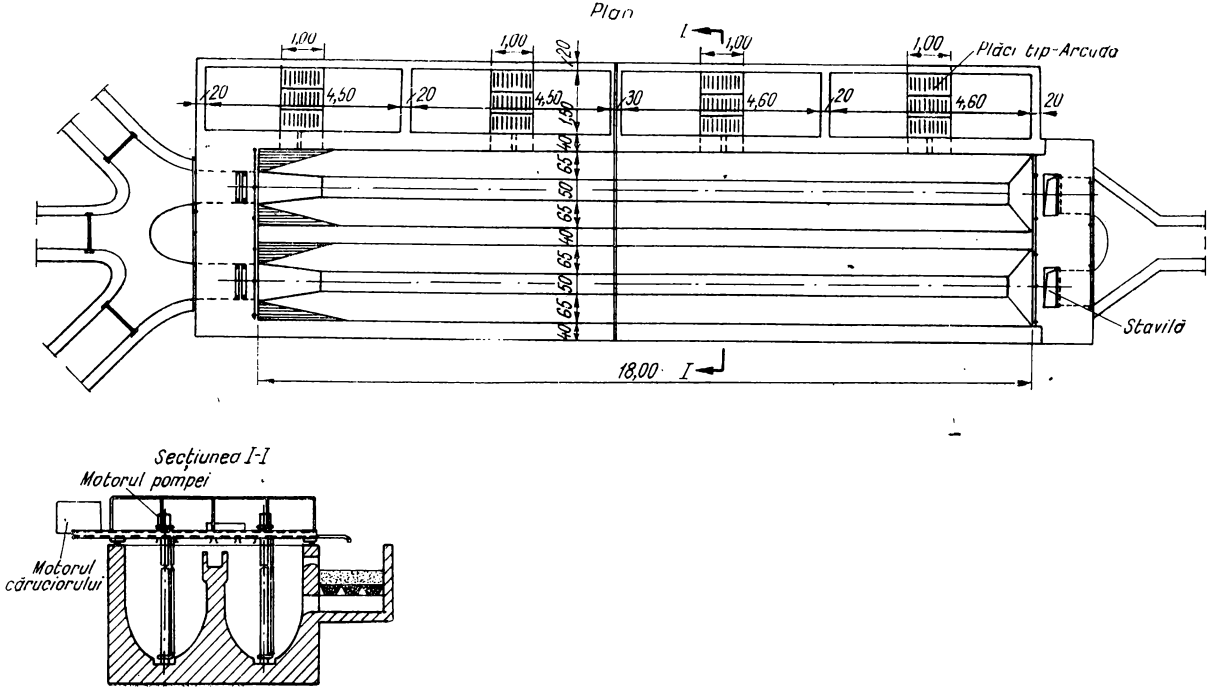



Fig. XXV.75. Deznisipator curăţit cu pompe.

În fig. XXV.76 este arătat un deznisipator orizontal cu mișcarea circulară a apei pentru debite mici reprodus după un proiect tip din U.R.S.S.

*Evacuarea nisipurilor* reținute se efectuează manual pentru cantități $<0,5$ m³/zi sau mecanic. Evacuarea mecanică a nisipurilor se face cu hidromonitoare, hidroelevatoare (fig. XXV.77) sau pompe.

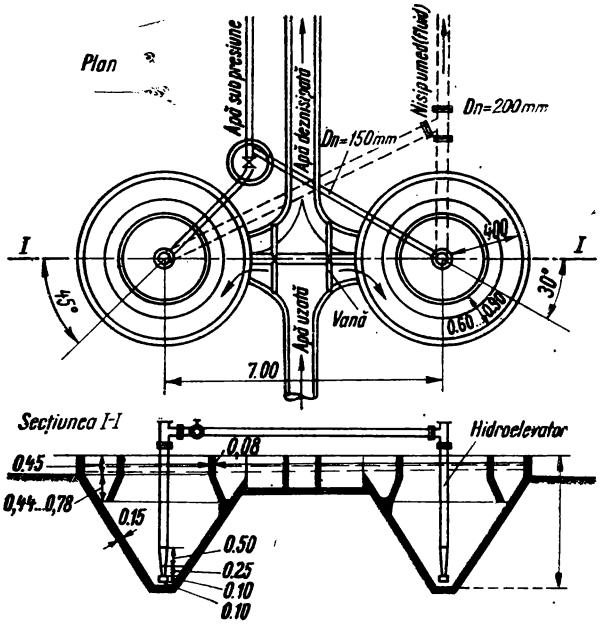



Fig. XXV.76. Deznisipator cu mișcarea circulară a apei (U.R.S.S.).

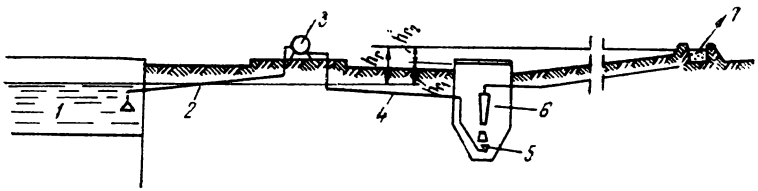



Fig. XXV.77. Schema de funcționare a unui hidroelevator fix:

*1* – decantor; *2* – aspirație; *3* – pompă; *4* – refulare; *5* – injector; *6* – deznisipator; *7* – spre depozitul de nisip; $h_r$, $h_{r_1}$, $h_{r_2}$ – înălțimi de refulare.

Nisipul pompat este trimis pe un grătar alăturat deznisipatorului de unde este evacuat după deshidratare, apa scursă din nisip revenind în deznisipator.

Nisipul extras prin oricare metodă se transportă la platformele pentru uscare sau se depozitează direct în depresiuni ale solului servind pentru umplerea depresiunilor şi a altor goluri din sol sau se întrebuinţează în construcţii, la pavaje etc.

Transportul nisipului la patformele de uscare sau la locurile de depozitare şi utilizare se poate face hidraulic (folosind hidroelevatoarele şi hidromonitoarele) sau la uscat (prin benzi de transport, vagonete decovil sau autocamioane).

*Dimensionarea tehnologică a deznisipatoarelor* constă în stabilirea formei şi a dimensiunilor interioare ale bazinului, în dimensionarea instalaţiilor de evacuare a depunerilor şi în dimensionarea dispozitivelor pentru menţinerea unei viteze constante a apei în deznisipator.

*Debitul de calcul* pentru deznisipatoare diferă după sistemul de canalizare, dar indiferent de sistemul ales, bazinele se verifică la debitele orare maxime şi minime.

*Viteza* orizontală a apei în deznisipator este în strînsă dependenţă de viteza „critică" care reprezintă viteza la care sînt antrenate materialele neuniforme şi aderente de felul nisipurilor depuse pe fundul deznisipatorului.

Pentru depunerea nisipurilor într-un bazin rectangular viteza orizontală trebuie să fie de 0,15—0,3 m/s corespunzător unei încărcări a suprafeţei bazinului care, după literatura tehnică americană [1] se recomandă a se lua conform tabelului XXV.32.

*Tabelul XXV.32*

**Încărcarea deznisipatoarelor**

| Diametrele particulelor, mm | Încărcarea pe 1 m² de deznisipator l/s |
|---|---|
| 0,79 | 73 |
| 0,36 | 51 |
| 0,28 | 38 |
| 0,17 | 25 |

STAS 4162-66 prevăd relaţii în care se ţine seama de turbulenţa lichidului, viteza de depunere estimîndu-se la :

$$u = \sqrt{u_0^2 - w^2}; \qquad \text{(XXV.74)}$$

$$w = 0{,}05\ v, \qquad \text{(XXV.75)}$$

în care : $u$ este viteza de sedimentare, în m/s ;

$u_0$ — mărimea hidraulică a particulelor, în m/s ;

$w$ — viteza medie verticală produsă de turbulenţa lichidului ; în m/s ;

$v$ — viteza orizontală de curgere a apei, în m/s.

[1] După Babitt. H şi Baumann. R. *Sewerage and sewage treatment.* New-York. John Wiley § Sons – Inc 1958, pag. 422.

Pentru viteza orizontală maximă admisă de 0,3 m/s mărimile $u_0$ și $u$ sînt date în tabelul XXV.33.

*Tabelul XXV.33*

**Valorile lui $u^0$ și $u$ pentru $v = 0{,}30$ m/s**

| $u_0$ $u$ | Mărimea particulelor de nisip, mm | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,05 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,35 | 0,40 | 0,50 |
| $u_0$, în mm/s | 5,50 | 19,70 | 24,20 | 29,70 | 35,10 | 40,70 | 51,60 |
| $u$, în mm/s | — | 11,20 | 19,00 | 25,60 | 31,60 | 37,80 | 49,30 |

*Suprafața deznisipatorului* rezultă din relația :

$$A = \frac{Q_{max}}{u}, \qquad \text{(XXV.76)}$$

în care : $A$ este suprafața deznisipatorului, în m$^2$ ;
$Q$ — debitul maxim de calcul, în m$^3$/s ;
$u$ — viteza de depunere stabilită conform relației (XXV.46).

*Lungimea* deznisipatorului $L$ se calculează cu relația :

$$L = \frac{v}{u} H ; \qquad \text{(XXV.77)}$$

în care : $L$ este lungimea deznisipatorului, în m ;
$v$ — viteza maximă orizontală (0,3 m/s) ;
$u$ — viteza de depunere stabilită conform relației (XXV.74) ;
$H$ — înălțimea de umplere.

*Lățimea* totală $B$ a deznisipatorului rezultă din relația :

$$B = \frac{A}{L}. \qquad \text{(XXV.78)}$$

Se fac $n$ compartimente de deznisipare de lățime $b$, astfel încît :

$$b = \frac{B}{n}, \qquad \text{(XXV.79)}$$

$n$ fiind de minimum 2.

Lățimea $b$ se face ceva mai mare decît lățimea canalului de acces și ținînd seama de construcția adoptată în aval pentru reglarea debitului ; în general se recomandă a se lua $b = 0{,}60 \ldots 2{,}00$ m.

*Volumul spațiului de nisip* se calculează numai la deznisipatoarele curățite manual (v. fig. 74).

În cazul apelor uzate menajere:

$$V_{dep} = \frac{Np\,T}{1\,000}\ [m^3], \qquad (XXV.80)$$

în care: $V_{dep}$ este volumul depunerilor pentru care trebuie rezervat spațiul în deznisipator;

$N$ — numărul locuitorilor deserviți de canalizare;

$p$ — cantitatea unitară de depuneri care se ia conform normativului P.28-64;

$T$ — timpul între două curățiri succesive: se ia de maximum două zile spre a preveni putrefacția.

*Greutatea volumetrică* a substanțelor reținute se ia de 1,50 t/m³; greutatea specifică de circa 2,65 t/m³.

*Umiditatea depunerilor* este de circa 60%.

*Cantitatea de nisip* reținută cu greutatea volumetrică de 1,50 t/m³ și umiditatea de 60% se vor lua 0,2 l/zi · om.

Pentru ape uzate orășenești (ape uzate menajere în amestec cu ape uzate industriale) cantitățile de nisip nu se mai calculează pe baza numărului de locuitori ci prin măsurători și studii de laborator efective asupra apelor de canalizare sau pe baza calculului conținutului în suspensii al fiecărui fel de ape uzate industriale care poate trece prin deznisipator.

În studiile pentru canalizarea orașului București s-au considerat reținere minime de 0,5 m³, medii de 7 m³ și maxime de 9 m³ la 100 000 m³ apă uzată.

*Dimensionarea instalațiilor de evacuare a depunerilor* constă în stabilirea dimensiunilor pompelor și a conductelor.

Pierderile de sarcină pe conductele de pulpă de nisip de *Dn* 150—200 mm și viteza critică de 1,20—1,65 m/s se pot lua din tabelul de pierdere de sarcină pentru ape curate cu coeficientul 1,25—1,30.

*Dispozitivele pentru menținerea vitezei constante* în deznisipator se fac sub formă de deversor cu secțiune de scurgere variabilă pe înălțime (cu ecran) sau sub formă de jgheab cu secțiune strangulată (dispozitiv cu jgheab Parshall) sau prin diferențe de presiune la coturi.

Dispozitivul cu deversor și canal Parshall pot servi atît pentru reglarea cît și pentru controlul debitului și respectiv a vitezei.

Deversoarele se fac din ecrane de tablă metalică în care s-au tăiat deschideri ca în fig. XXV.78, astfel încît la debitul minim apa deznisipată curge numai prin porțiunea rectangulară orizontală.

În S.U.A. ecranul (fig. XXV.78, *a*) poartă denumirea de deversor proporțional[1]), iar cel din fig. XXV.78, *b* — deversor Sutro [2]).

---

[1]) Bazată pe relația lui Rettger E. W. *A proportional-Flow Weir* Engineering News. Vol. 71, nr. 26, pag. 1409 (25 iunie, 1914).

[2]) Idem, Pratt E. A. *Anether Proportional — Flow Weir-Sutro Weir* (letteta the editor) ibid vol. 72, nr. 9, pag. 462 (27 august, 1914).

Pentru deznisipatoarele cu pereți verticali se folosesc în S.U.A. următoarele relații de calcul :

$$x = b\left(1 - \frac{2}{\pi}\, tg^{-1} \sqrt{\frac{y}{a}}\right) [\text{m}]; \qquad \text{(XXV.81)}$$

$$Q = b\sqrt{2\,ag}\ (h + 2/2\ a)\ [\text{l/s}]; \qquad \text{(XXV.82)}$$

$$Q_1 = \frac{2}{3}\, b\sqrt{2g}\ [(h + a)^{3/2} - h^{3/2}]\ [\text{l/s}], \qquad \text{(XXV.83)}$$

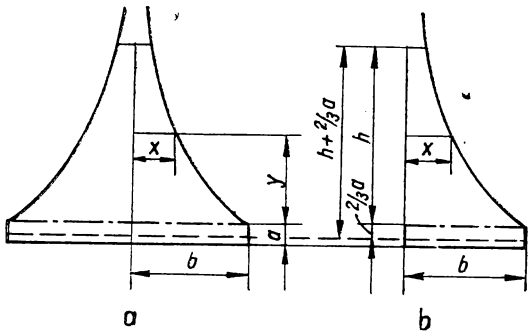



Fig. XXV.78. Deversoare de reglare a debitului :
*a* — ecran proporțional; *b* — ecran SUTRO.

în care : $Q$ este debitul total descărcat prin deversor, în l/s ;

$Q_1$ — debitul descărcat prin partea rectangulară orizontală, în l/s ;

$a$ — înălțimea părții rectangulare ;

$b$ — lățimea părții rectangulare la dispozitivul Sutro și semilățimea aceleiași părți la deversorul proporțional.

Debitele sînt calculate pentru jumătate din secțiunea de scurgere a deversorului proporțional și pentru secțiunea integrală a deversorului Sutro.

Pentru deznisipatoarele care nu au pereți verticali se recomandă calculul pe baza relației :

$$Q = 2\,\mu\sqrt{2g}\left(ba\sqrt{a + h} + \int_0^h x\sqrt{h - y}\ dy\right), \qquad \text{(XXV.84)}$$

în care : $\mu$ este coeficientul de debit egal cu 0,42 ;

$a$, $b$ — semiînălțimea, și semilățimea porțiunii rectangulare (fig. XXV.78, *a*) ;

$h$ — înălțimea variabilă a lichidului deasupra porțiunii rectangulare ;

$x = a + dy + ey^2$.

*Dispozitivul Parshall*[1] alcătuit ca un canal cu secțiune strangulată și nivel dau (fig. XXV.79) se calculează pentru scurgerea neîncetată cu relații empirice care liber debitul capabil al secțiunii:

$$Q = 0{,}384\ H^{1.58}\ [\mathrm{m^3/s}],\ \text{pentru}\ b = 0{,}15\ \mathrm{m}; \qquad \text{(XXV.86)}$$

$$Q = 2{,}365\ b\ H^{n}\ [\mathrm{m^3/s}],\ \text{pentru}\ b = 0{,}30\ldots1{,}50\ \mathrm{m}. \qquad \text{(XXV.87)}$$

în care $n$ în funcție de $b$ se ia din tabelul XXV.34.

Formulele (XXV.86) și (XXV.87) dau rezultate corecte cînd în punctul $y$, la limita dintre $l_2$ și $l_3$, adîncimea apei este mai mică decît 0,5 $H$ pentru $b = 15$ cm și mai mică decît 0,7 $H$ pentru $b > 30$ cm (fig. XXV.80).

*Tabelul XXV.34*

**Elemente pentru calculul debitelor dispozitivului Parshall**

| $b$, m | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $n$ | 1,522 | 1,540 | 1,558 | 1,572 | 1,575 | 1,585 | 1,590 |

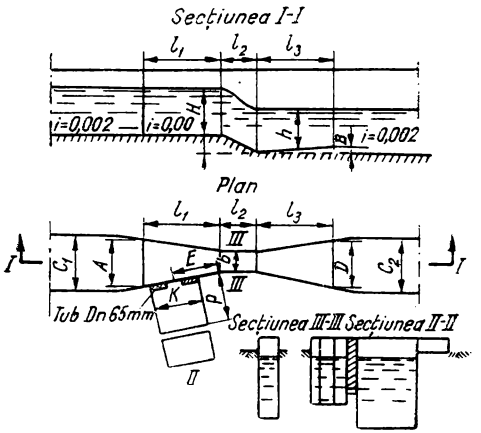



Fig. XXV.79. Dispozitiv Parshall cu fund denivelat.

[1] Parshall R. I. Bul. 336 Colorado Experiment Station, Port Collind Colorado și Trans. Am. Soc. Civil. Engeneers vol. 89, 1926, pag. 841.

Dimensiunile canalului în funcție de capacitatea de transport se pot lua din tabelul XXV.35.

Debitele care trec prin canale cu secțiune strangulată și cu nivel liber pot fi înregistrate și semnalizate mecanic într-un cămin lateral în care apa sosește printr-un tub și în care se instalează un aparat de înregistrare cu plutitor sau prin relee electrice.

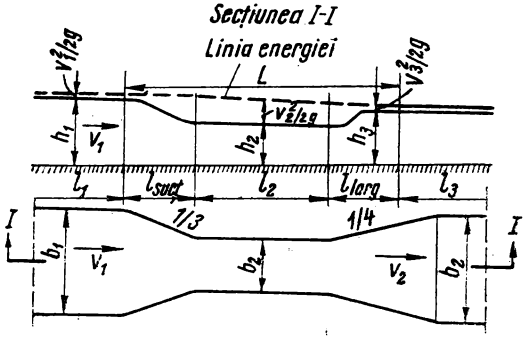



Fig. XXV.80. Dispozitiv de reglare cu adîncime critică.

*Tabelul XXV.35*

**Dimensiunile canalului la dispozitivul Parshall**

| Capacitatea de transport l/s | | Dimensiunile jgheabului, cm | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Minimum | Maximum | $b$ | $l_1$ | $l_2$ | $l_3$ | $C_1$ | $C_2$ | $A$ | $D$ | $B$ | $M$ | $K$ | $E$ |
| 5 | 60 | 15 | 600,00 | 30 | 60 | 45 | 45 | 40 | 40 | 7,50 | 11,50 | 40 | 40,00 |
| 5 | 150 | 23 | 860,00 | 30 | 60 | 50 | 50 | 40 | 40 | 7,50 | 11,50 | 40 | 57,50 |
| 5 | 500 | 30 | 135,00 | 60 | 90 | 120 | 184 | 64 | 60 | 7,50 | 22,50 | 50 | 92,50 |
| 10 | 1 000 | 50 | 145,00 | 60 | 90 | 120 | 120 | 100 | 80 | 7,50 | 22,50 | 50 | 98,50 |
| 10 | 1 250 | 75 | 157,50 | 60 | 90 | 150 | 150 | 138 | 105 | 7,50 | 22,50 | 50 | 107,00 |
| 20 | 1 500 | 100 | 170,00 | 60 | 90 | 180 | 180 | 168 | 130 | 7,50 | 22,50 | 50 | 115,50 |
| 20 | 2 000 | 125 | 182,50 | 60 | 90 | 225 | 225 | 198 | 155 | 7,50 | 22,50 | 50 | 124,00 |
| 30 | 3 000 | 150 | 195,00 | 60 | 90 | 250 | 250 | 228 | 180 | 7,50 | 22,50 | 50 | 132,50 |
| 30 | 3 500 | 175 | 207,50 | 60 | 90 | 280 | 280 | 258 | 205 | 7,50 | 22,50 | 50 | 141,00 |

*Observație*: Obișnuit se ia lățimea secțiunii strangulate în limitele de 1/3 — 1/2 din lățimea canalului de acces.

9.3.4. **Deznisipatoare verticale.** Deznisipatoarele verticale sînt în general, mai puțin utilizate în stațiile de epurare a apelor uzate deoarece necesită adîncimi de construcție mari.

În ultimii ani însă deznisipatoarele verticale capătă mai largă răspîndire, folosindu-se diferite tipuri, de construcție specială, care compensează suprafața lor orizontală redusă și le mărește productivitatea.

Intrarea apei se face printr-un tub central (soluție puțin utilizată), printr-un tub lateral (fig. XXV.81, *a*), prin fund cu mișcare tangențială a apei (fig. XXV.81, *b*), cu ecran semiscufundat etc.

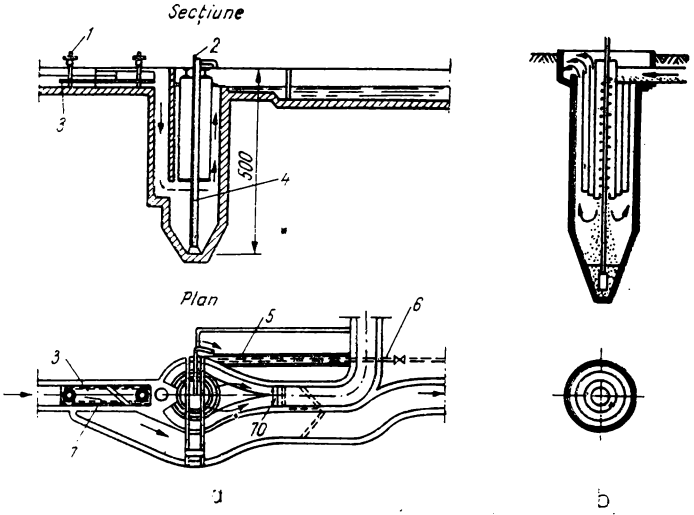



Fig. XXV.81. Deznisipatoare verticale:

*a* – cu tub lateral; *b* – cu ecrane semiscufundate; *1* – șuruburi de reglare; *2* – conductă de aer; *3* – placă orizontală reglabilă; *4* – hidroelevator; *5* – deznisipator; *6* – tub de drenaj; *7* – deversor.

9.3.5. **Deznisipatoare cu deschideri de fund.** Deznisipatoarele cu deschideri de fund (fig. XXV.82) sînt puțin utilizate deoarece au o eficiență foarte redusă, iar construcția lor nu permite aplicarea la instalații de capacitate mare.

9.3.6. **Separatoare de grăsimi.** Separatoarele de grăsimi [1] se prevăd la stațiile de epurare precum și la unitățile industriale care evacuează în rețeaua publică de canalizare ape cu concentrații mari de uleiuri minerale, acizi grași, grăsimi și alte substanțe plutitoare.

Grăsimile trebuie reținute cît mai mult în locul lor de formare întrucît produc efecte nefavorabile nu numai în stația de epurare ci și în rețeaua de canalizare.

Separatoarele se execută din zidărie de beton sau de cărămidă și din beton armat.

În fig. XXV.83 este prezentat un proiect de separator de grăsimi pentru cantine sau fabrici, bucătării ce deservesc peste 600 persoane. Evacuarea grăsimilor reținute se face cu mașini vidanjoare, de tipul folosit la golirea gurilor de scurgere și a bazinelor.

Separatoarele de grăsimi locale nu reține însă integral grăsimile. De aceea în stațiile de epurare ale localităților se prevede separarea grăsimilor.

[1] Denumirea de grăsimi se aplică în mod generic substanțelor grase de origină minerală și organică.

Formarea de spume care înlesnește separarea grăsimilor poate fi accelerată prin flotație.

Flotația se poate realiza prin floto-agenți; pentru apele uzate menajere se folosește ca floto-agent aerul, iar în unele țări (S.U.A., Anglia etc.) se utilizează coagulanți și alte substanțe chimice.

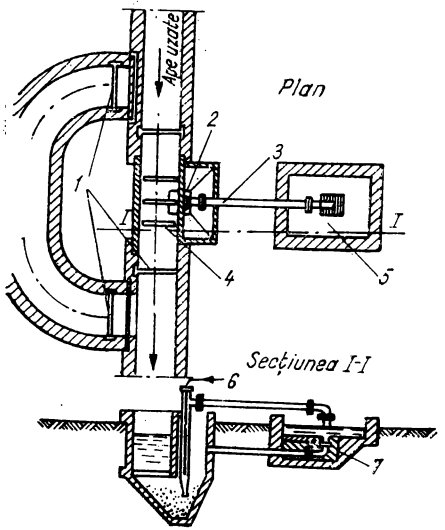



Fig. XXV.82. Deznisipator cu deschideri de fund:
*1* – vane; *2* – hidroelevator; *3* – tub pentru evacuarea nisipului; *4* – deschideri de fund; *5* – groapă pentru nisip; *6* – aer; *7* – grătar des.

Normativul P.28-64 prevede aplicarea separatoarelor de grăsimi la stații de epurare mari acolo unde se folosesc decantoare radiale și în tot cazul acolo unde apa se epurează biologic.

Separarea grăsimilor în stațiile de epurare poate fi realizată și în decantoare cu prevederea unor dispozitive (rigole, tuburi), de prindere a grăsimilor, amplasate la un nivel corespunzător nivelurilor maxime (fig. XXV.84). Evacuarea grăsimilor se va putea face, deci, corespunzător acestor niveluri maxime prin mecanisme speciale sau ridicînd nivelul apei prin reducerea secțiunii de scurgere la ieșirea apelor uzate din decantor.

Necesarul de aer depinde de forma bazinului, de tipul și adîncimea de amplasare a dispozitivelor de difuzare a aerului și de perioada de aerare. În general se consumă circa 0,75 $m^3$ aer/$m^3$ apă la un timp de aerare de 30 min.

9.3.7. **Biocoagulatoare.** Floculărea apelor uzate mai poate fi obținută introducînd nămol activ în apa supusă aerării; această operație a primit denumirea de *biocoagulare*.

Operația se realizează în decantoare verticale, amenajate corespunzător, în care se introduce nămol activ.

Biocoagulatoarele pot fi folosite înaintea filtrelor biologice și bazinelor de aerare. În cazul în care se ia nămol după filtrele biologice se recomandă ca acesta să fie activat în regeneratori timp de 24 h.

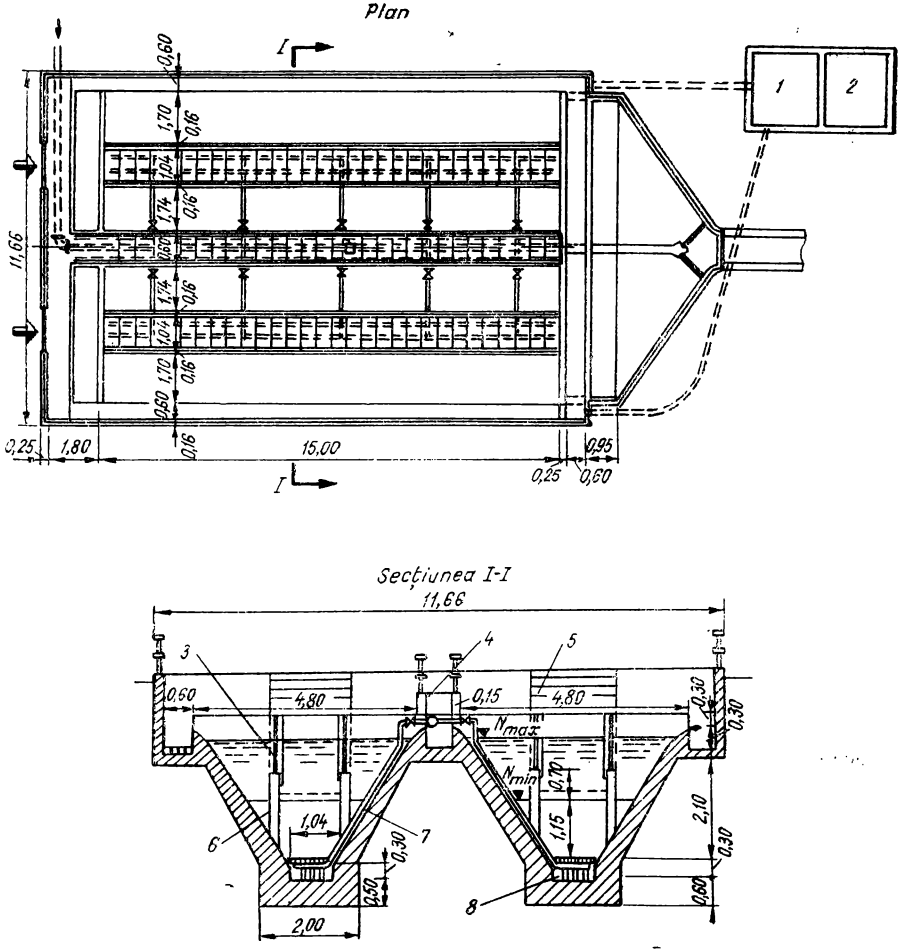



Fig. XXV.83. Separator de grăsimi:

*1* — bazin de colectare a grăsimilor; *2* — camera pompelor de grăsimi; *3* — grătar de lemn; *4* — paserelă; *5* — cadru metalic pentru susținerea gratarului; *6* — ecrane longitudinale din beton armat; *7* — conductă de aer din oțel zincat ⌀ 1"; *8* — canal pentru conducta de aer.

9.3.8. **Decantoare.** Decantoarele sînt construcții pentru reținerea suspensiilor. Ele se utilizează pentru reținerea nămolurilor brute sau activate, floculate sau coagulate.

La stațiile de epurare decantoarele se folosesc la epurarea prealabilă, intermediară și finală. Tipurile de decantoare utilizate fiind de mare varietate.

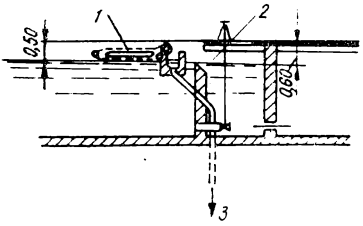



Fig. XXV.84. Dispozitiv de evacuare continuă a grăsimilor:

*1* — dispozitiv cu lanț de evacuare a grăsimilor; *2* — apă decantată; *3* — grăsimi.

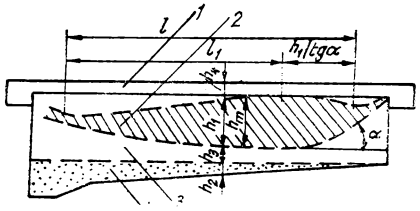



Fig. XXV.85. Decantor orizontal (zone de sedimentare):

*1* — zonă de siguranță; *2* — zonă utilă; *3* — zonă neutră; *4* — zonă de depozitare.

Separarea din apa uzată a nămolurilor depuse trebuie făcută continuu. Decantoarele la care apa uzată trebuie să rămînă în contact cu nămolul în timpul fermentării se folosesc numai la stațiile foarte mici.

Nămolul care se depune în decantoare se evacuează prin mijloace mecanice sau manuale.

După direcția de mișcare a apelor uzate se folosesc decantoare: orizontale, verticale și radiale.

Unele criterii pentru alegerea tipurilor de decantoare sînt date în normativul P.28-64; principalul criteriu de stabilire a tipului avantajos rămîne criteriul economic.

9.3.8.1. *Decantoare orizontale.* Decantoarele orizontale sînt bazine de beton sau de beton armat, de formă dreptunghiulară în plan pe care apa le parcurge orizontal.

În decantoarele orizontale scurgerea apelor și depunerea particulelor se face pe zone (fig. XXV.85) și anume:

— zona *utilă* de înălțime $h$ în care se produce scurgerea apei și care constituie partea cea mai importantă din înălțimea zonei active $h_1$ a decantorului;

— zona de *depozitare* între două evacuări a nămolului, $h_2$;

— zona *neutră* în care se produce un amestec de apă cu nămol $h_3$;

— zona de *siguranță* a exploatării tehnice, $h_4$.

Evacuarea depunerilor constă din colectarea nămolului, evacuarea lui din decantor și transportul spre alte prelucrări.

Colectarea spre linia de nămol se poate face prin mecanisme cu răzuitoare montate pe un cărucior sau pe lanț și cu ajutorul hidromonitoarelor.

În fig. XXV.86 este arătat un decantor orizontal în care mișcarea căruciorului se face cu viteza de 2—2,5 cm/s, numărul de porniri fiind de 3—4 ori pe zi. Același cărucior poate deservi pînă la 10 camere de decantare, mutarea între decantoare făcîndu-se pe un transportor pe șine. Colectarea cu răzuitoare montate pe lanț se face asemănător celeia de la deznisipatoare (fig. XXV.87).

Evacuarea din decantor a depunerilor se poate face prin tuburi cu diferență de presiune hidraulică (așa numitele sisteme Sokolov) la presiunea de cel puțin 1,5 m $H_2O$ (fig. XXV.88) sau prin pompare.

Transportul nămolului se face prin conducte *Dn* 200 mm de azbociment sau metalice în funcție de natura pămîntului de fundație. Nămolul trebuie să fie transportat în stare proaspătă.

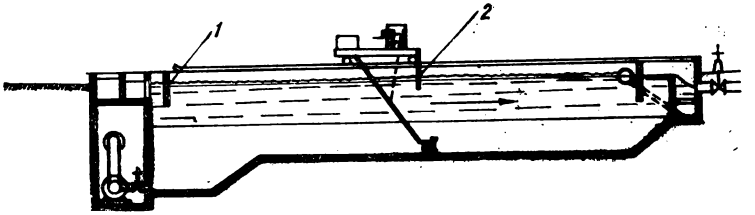



Fig. XXV.86. Colectarea nămolurilor din decantoare orizontale cu lame răzuitoare:

*1* – perete semiscufundat; *2* – lamă pentru colectarea spumei.

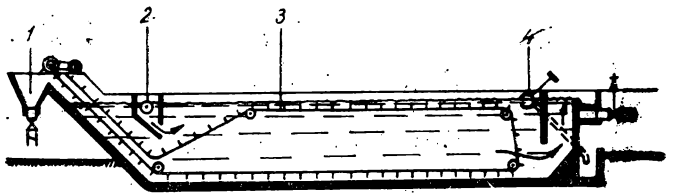



Fig. XXV.87. Colectarea nămolurilor din decantoare orizontale cu răzuitoare pe lanț:

*1* – evacuarea depunerilor; *2* – admisie; *3* – lanț cu răzuitoare; *4* – dispozitiv reglabil de evacuare a grăsimilor.

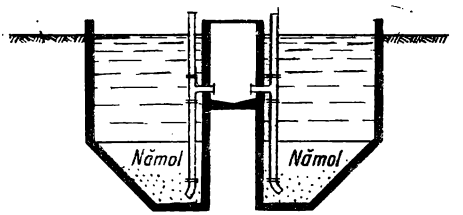



Fig. XXV.88. Evacuarea nămolurilor prin diferența de presiune hidraulică (tuburi Sokolov).

Numărul decantoarelor se stabileşte pe baza unui calcul tehnico-economic comparativ; toate decantoarele se consideră active şi nu se prevăd rezerve; numărul minim de compartimente este de 2.

Debitul de calcul este egal cu a 24-a parte din debitul maxim zilnic care soseşte la staţia de epurare pe timp uscat, indiferent de sistemul de canalizare, fie el unitar sau separativ, debit pe care îl vom denumi $Q_{uz}$. Acest mod de calcul admite deci că în timpul ploilor concentraţia în substanţe a apelor uzate scade pînă la aproximativ gradul de epurare care se obţine în decantoare încît la această diluţie rolul decantoarelor este considerabil redus.

Timpul de trecere $t_d$ al apei în decantor se ia diferit după natura, concentraţia iniţială şi finală a suspensiilor în apă.

Pentru apele uzate menajere se ia un timp de rămînere de 1,5 h în cazul în care decantarea primară este în acelaşi timp finală, iar cînd apele decantate nu se varsă direct în emisar ci se conduc permanent pe cîmpuri de infiltraţie sau de irigaţii, timpul se va reduce la minimum 1 h. Cînd apele uzate menajere conţin substanţe în suspensie mai puţin decît 200 mg/l şi epurarea mecanică este urmată de bazine de aerare se admite (STAS 4162-66) ca timpul de trecere să fie redus pînă la 30 min.

Lungimea decantorului $L$ se stabileşte prin relaţia:

$$L = vt_d \,, \tag{XXV.88}$$

în care $v$ este viteza orizontală de calcul, care pentru ape uzate menajere se ia egală cu 5—10 mm/s.

Lăţimea decantorului se face mai mică decît la 10 m iar cînd colectarea nămolului se face cu mecanisme montate pe cărucior (pod rulant), lăţimea se face mai mică, circa 4,50 m; numărul compartimentelor care însumează lăţimea rezultată din calcule se obţine din relaţia:

$$n = \frac{B}{b} \,, \tag{XXV.89}$$

în care: $n$ este numărul decantoarelor (minimum două bucăţi);

$b$ — lăţimea unui decantor.

Lăţimea depinde şi de lungimea decantorului. În S.U.A. observaţii făcute asupra a 154 decantoare în 42 staţii de epurare au arătat că raportul $\frac{L}{B}$ variază de la 1,5/1 la 25/1 cu o medie de 4,27/1.

Normativul P.28-64 recomandă ca raportul între lungimea şi lăţimea decantorului să se facă de minimum 6/1.

Înălţimea utilă rezultă din calcul. Înălţimea spaţiului de depozitare a nămolului rezultă considerînd că nămolul ocupă un volum de 0,8 l/om · zi la umiditatea nămolului de 95% şi pentru timpul dintre două evacuări succesive de 4—8 h şi de maximum 12 h. Înălţimea maximă a stratului de nămol se ia de 0,30 m în cazul în care colectarea se face mecanizat şi 0,50 m cînd colectarea se face nemecanizat. Pilnia de nămol din capul amonte al decantorului trebuie să aibă o capacitate de 30—40% din volumul nămolului calculat pentru timpul dintre două curăţiri succesive.

Înălțimea spațiului de siguranță $h_1$ se ia de 0,30 m, înălțimea spațiului neutru $h_3$ de 0,40—0,50 m iar, înălțimea totală medie a decantorului $H$ rezultă din relația :

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \text{ [m]}. \qquad \text{(XXV.90)}$$

Eficiența decantoarelor $E_d$ (în procente) se calculează pe baza relației :

$$E_d = 100 \frac{C_1 - C_2}{C_1}, \qquad \text{(XXV.91)}$$

în care $C_1$ și $C_2$ sînt concentrații în suspensii ale apelor la intrarea și la ieșirea din decantor (mg/l).

Volumul de nămol $V_n$ ce trebuie pompat rezultă din relația :

$$V_n = Q(C_1 - C_2) \times \frac{100}{100 - p} \text{ [m}^3\text{/zi]}, \qquad \text{(XXV.92)}$$

în care: $Q$ este debitul, în m³/zi ;

$p$ — umiditatea depunerilor la ieșire (95%).

Se observă că dacă umiditatea depunerilor crește (se pompează nămolul mai diluat), cantitatea de nămol ce se trimite la prelucrare crește sensibil.

9.3.8.2. *Decantoare verticale.* Decantoarele verticale au o folosință mult mai restrînsă în epurarea apelor uzate menajere. Normativul P.28-64 le admite numai cînd

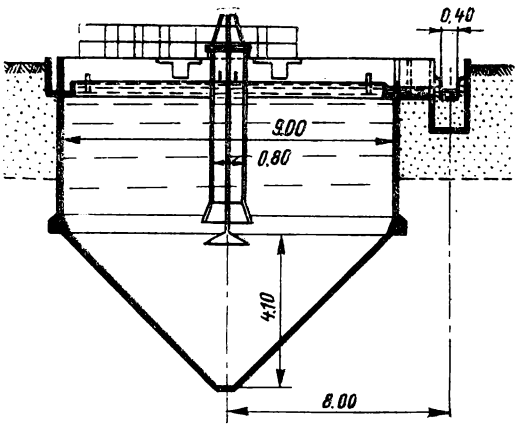



Fig. XXV.89. Decantor vertical.

spațiul disponibil este foarte restrîns și cînd nivelul maxim al apei subterane este foarte scăzut (minimum 8 m de la suprafața terenului).

Decantoarele verticale (fig. XXV. 89) sînt bazine de beton armat sau metalice deschise la suprafață, avînd în plan secțiune circulară sau patrată pe care apa le

parcurge în sens vertical; în decantor se depun particulele a căror viteză de cădere $u_0$ este mai mare decît viteza ascensională $v$ a apei.

Depunerile se îndepărtează prin diferență de presiune hidraulică (cel puțin 1,50—2,00 m) cu ajutorul tuburilor ($Dn$ 200 mm) sistem Sokolov; nămolul din fundul decantorului se ridică, sub presiunea apei, într-o conductă verticală; la deschiderea unei vane de pe tubul orizontal, nămolul va curge pe aici și va fi evacuat.

Dimensionarea tehnologică constă în stabilirea dimensiunilor geometrice ale decantorului, a elementelor de distribuție a apei și de evacuare a nămolului.

Numărul decantoarelor rezultă din condiția ca diametrul sau latura unui bazin să nu depășească 8 m [20].

Debitul de calcul și timpul de trecere $t_d$ al apei prin decantor se stabilește la fel ca la decantoarele orizontale.

Viteza apei în tubul central $V_c$ se ia de maximum 0,10 m/s dacă tubul prevăzut nu are scut deflector și 0,03 m/s dacă tubul are scut. Viteza apei în spațiul dintre tubul central și scutul deflector se ia sub 40 mm/s.

Viteza ascensională a apei $v$ se stabilește în baza cercetărilor de laborator care dau viteza de sedimentare $u$; luîndu-se $v = \frac{u}{3}$ în lipsa acestor date se ia maximum $v = 0{,}70$ mm/s.

Înălțimea utilă a spațiului de decantrae $h_1$ se calculează cu relația:

$$h_1 = V_{td} \geqslant 2{,}75 \text{ m}, \qquad \text{(XXV.93)}$$

în care $v$ și $t_d$ au semnificațiile și valorile arătate anterior.

Înălțimea $h_2$ a pîlniei pentru nămol rezultă, considerîndu-se în calcul volumului de nămol ce se depune în decurs de o zi (pentru 0,8 l/om· zi). Înclinarea peretelui pîlniei de fund este minimum 45°.

Înălțimea stratului neutru $h_3$ se ia de 0,40—0,50 m, înălțimea spațiului de siguranță $h_4$ de 0,30—0,40 m, iar înălțimea totală $H_t$ a decantorului rezultă:

$$H_t = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \text{ [m]}. \qquad \text{(XXV.94)}$$

Între înălțimea totală $H_t$ a decantorului, diametrul $D$ și acela al tubului central $d$ trebuie să existe relația:

$$\frac{H_t}{D - d} \geqslant 0{,}8. \qquad \text{(XXV.95)}$$

Debitul apei peste deversoare se ia de cel mult 1,5 l/s·m (lama deversantă are de obicei înălțimea de 2—5 cm).

9.3.8.3. *Decantoare radiale.* Decantoarele radiale, folosite pe scară foarte largă în epurarea apelor uzate, sînt bazine de beton armat avînd forma circulară în plan, în care apa introdusă printr-un tub central este distribuită radial prin deflectoare și curge spre periferia bazinului unde deversează într-un canal perimetric de colectare; de aici apa este condusă la prelucrări ulterioare.

În fig. XXV.90 este prezentat un decantor radial cu diametrul de 25 m proiectat de I.P.A.C.H. Asemenea proiecte s-au executat pentru decantoare cu diametre de 30, 35, 40 și 45 m.

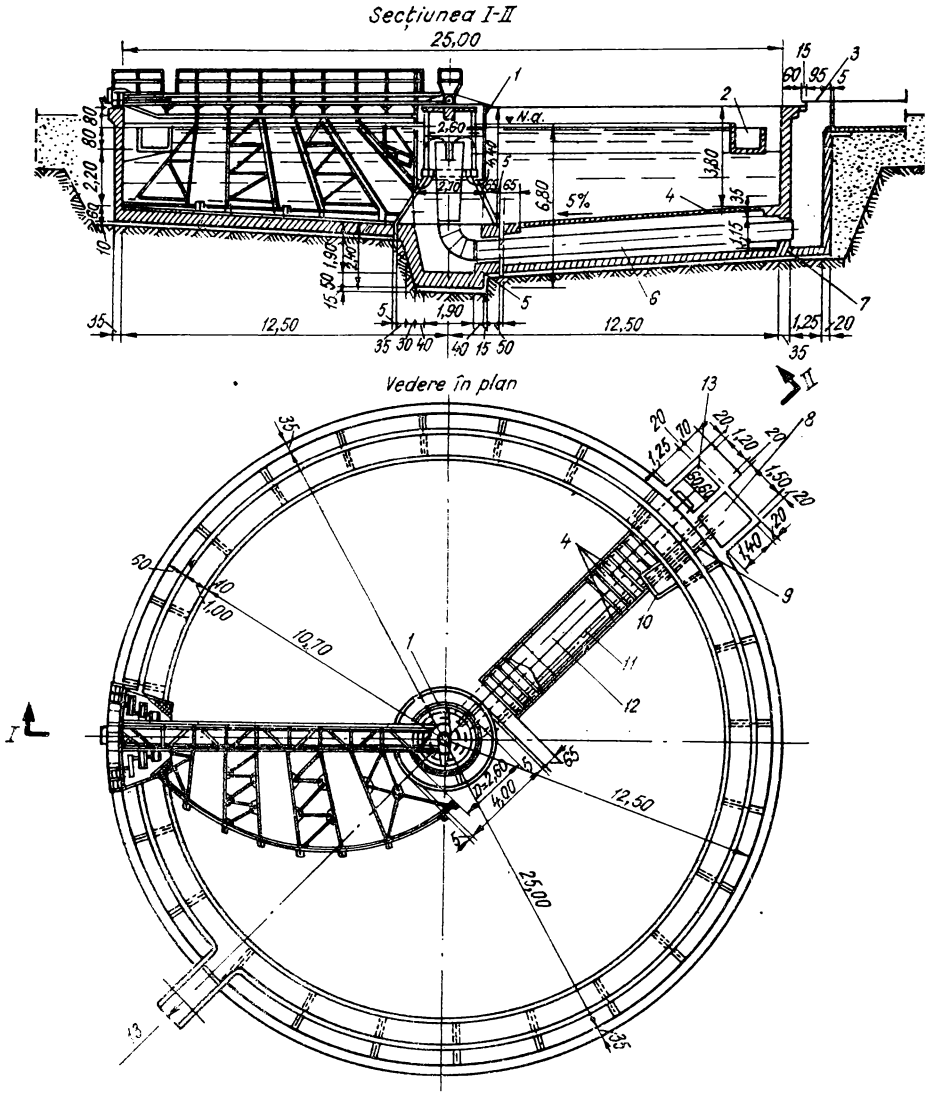



Fig. XXV.90. Decantor radial (I.P.A.C.H.):

*1* — cilindru metalic pentru distribuirea apei; *2* — jgheab pentru colectarea apei decantate; *3* — cămin pentru intrarea apei în decantor; *4* — dale prefabricate din beton armat; *5* — piesă de trecere etanșă; *6* — conductă de ape uzate; *7* — piesă de trecere etanșă; *8* — cămin de nămol; *9* — conductă pentru spumă $Dn = 200$ mm; *10* — cămin pentru colectarea spumei; *11* — conductă de nămol $Dn = 200$ mm; *12* — conductă pentru apă brută; *13* — ieșirea apei din decantor.

Conducta de intrare a apei brute se montează într-un canal acoperit de dale de beton prin ridicarea cărora canalul devine vizitabil; operația poate fi făcută numai cînd decantorul este golit de apă. Conducta de nămol se înglobează în radier în timpul turnării acestuia.

Cînd pămîntul de fundație este macroporic sensibil la înmuiere, atît conducta de intrare a apei brute cît și conducta de nămol se montează în canale permanent vizitabile.

Deversorul periferic trebuie să aibă buza orizontală netedă sau prevăzută cu dinți pentru a obține o repartiție uniformă pe toată circumferința.

Canalul periferic are fundul plat și este dimensionat la o viteză a apei de circa 0,60 m/s.

Evacuarea depunerilor se referă la nămolurile depuse pe fund care sînt împinse cu ajutorul unor răzuitoare, spre camera de nămol din care, curg printr-un canal într-un cămin situat lîngă decantor de unde sînt pompate la fermentare sau la alte prelucrări.

Răzuitoarele sînt mișcate cu ajutorul unui pod mobil de care sînt prinse și care pivotează în jurul unui ax fixat pe tubul central. Mișcarea podului cu viteza 1—1,5 rot/h este asigurată de un motor electric fixat pe pod.

Dimensionarea tehnologică se face ca și la decantoarele orizontale, încercările superficiale luîndu-se din tabelul XXV.36.

*Tabelul XXV.36*

**Încărcările superficiale ale decantoarelor**

| Reducerea suspensiilor în decantor % | Încărcarea superficială a decantoarelor $u$, în $m^3/m^2.h$, la o concentrație inițială, în mg/l, de: | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 150 | 200 | 250 | 300 și mai mult |
| 40 | 2,10 | 3,20 | 3,80 | 5,20 |
| 45 | 1,50 | 2,10 | 2,70 | 3,40 |
| 50 | 1,00 | 1,30 | 1,70 | 2,10 |
| 55 | 0,30 | 0,75 | 1,00 | 1,60 |
| 60 | 0,20 | 0,40 | 0,50 | 0,90 |

În proiectele de stații de epurare, elaborate de I.P.A.C.H., s-a adoptat ca timp de trecere a apei în decantoare primare la stațiile de epurare pentru orașele: București 1,8 h; Timișoara 1,9 h; Tg. Mureș 1,6 h.

9.3.8.4. *Decantoare cu etaj.* Decantoarele cu etaj, denumite și decantoare cu bazine suprapuse sau decantoare Imhoff, sau decantoare Emscher[1]) sînt folosite pe scară foarte largă pentru debite mici și mijlocii, respectiv între 30 și 5 000—10 000 $m^3$/zi, pentru decantarea apei precum și pentru fermentarea și concentrarea nămolurilor depuse.

[1]) Regiune industrială, în R. F. a G., unde au fost construite pentru prima dată de către Prof. Karl Imhoff și unde au luat o mare dezvoltare.

Decantoare cu etaj (fig. XXV. 91) se construiesc din beton armat avînd în plan forma circulară (recomandabilă îndeosebi cînd nivelul ridicat al apelor freatice impune construirea decantorului în cheson) sub formă rectangulară.

Decantorul se prezintă sub formă de unu sau două jgheaburi (lucrînd pe principiul decantoarelor orizontale) prin care apa trece cu viteză redusă depunînd particulele

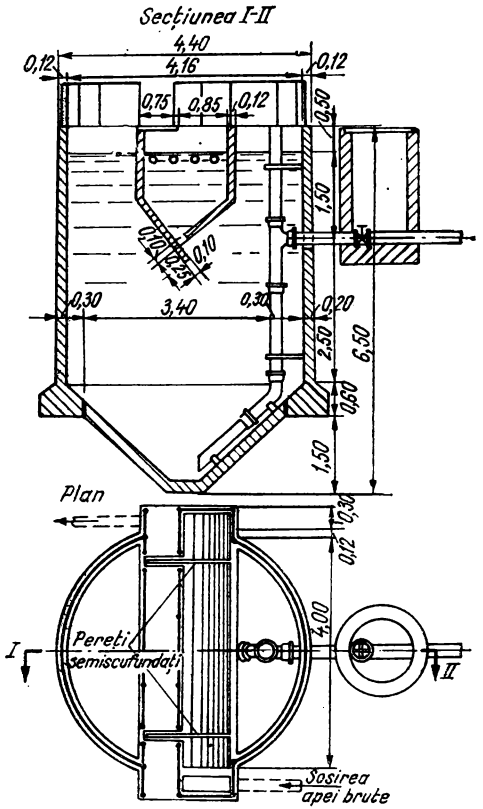



Fig. XXV.91. Decantor cu etaj cu un jgheab.

în suspensie. Suspensiile ce se separă cad, prin deschideri de 0,15 m lățime, situate la baza jgheabului, în partea inferioară a bazinului. În jgheab se montează ecrane formate din pereți semiscufundați.

În țara noastră s-au elaborat proiecte tip pentru decantoare cu etaj de capacitate corespunzătoare pentru 100—3 000 locuitori.

— Cînd se cuplează mai multe decantoare cu etaj (de obicei două) și spațiile de fermentare se alimentează din același jgheab-decantor (fig. XXV.92) trebuie prevăzute în jurul decantoarelor un canal de circulație a apei brute și decantate astfel încît să se poată inversa sensul de intrare a apei în decantor pentru uniformizarea depunerilor, în cele două cuve.

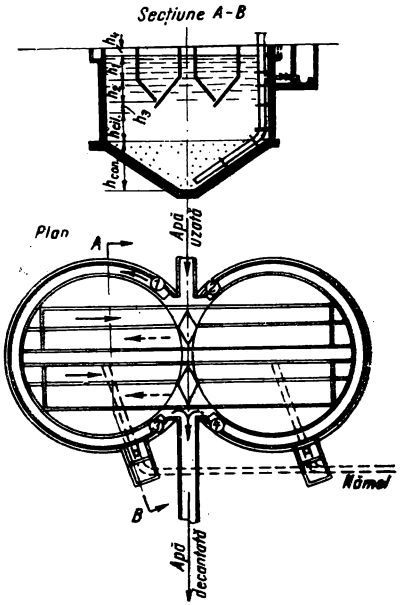



Fig. XXV.92. Decantoare cu etaj cuplate.

Evacuarea depunerilor din decantoarele de mică capacitate (stații de epurare cu un decantor) se face în stare proaspătă sau fermentată prin autocisterne vidanjoare cu recipienți care transportă nămolul rezultat în locuri special destinate. În mod obișnuit însă, depunerile căzute în bazinul inferior formează nămoluri care sînt lăsate să fermenteze pe loc, ceea ce necesită un timp îndelungat (tabelul XXV. 37), iar după fermentare nămolurile se evacuează spre instalațiile de deshidratare care la stațiile de tratare mici constau din platforme de uscare.

Din fermentarea nămolurilor rezultă gaze (8—10 l/om·zi). În trecut, cînd decantoarele cu etaj erau folosite pentru epurarea unor cantități mari de ape uzate, rezultau în mod corespunzător cantități mari de gaze care se captau și se valorificau. În prezent, la cantitățile mici ce rezultă din instalațiile la care se folosesc decantoarele cu etaj, gazele nu se mai captează.

Debitul de calcul se stabilește la fel ca la decantoarele orizontale.

*Tabelul XXV.37*

**Volumul spațiului de fermentare și timpul de fermentare a nămolurilor în decantoare cu etaj**

| Temperatura anuală medie, °C | Capacitatea specifică l/om | Timpul de fermentare zile |
|---|---|---|
| 7 | 75 | 150 |
| 8 | 65 | 120 |
| 10 | 50 | 90 |

Volumul jgheabului-decantor se calculează prin relația:

$$W_j = Q\,t_d = AL_j; \quad \text{(XXV.96)}$$

$$L_j = v_t, \quad \text{(XXV.97)}$$

în care: $W_j$ și $L_j$ sînt volumul, în m³, și lungimea jgheabului, în m;
$v$ — viteza orizontală a apei în decantor, se ia de 0,005—0,010 m/s;
$A$ — aria secțiunii totale a jgheaburilor, în m².

Numărul decantoarelor și numărul jgheaburilor, unul sau două din fiecare decantor, rezultă din capacitatea de decantare a unui decantor.

Volumul spațiului de fermentare se consideră între fundul bazinului inferior și un plan orizontal situat cu 0,50 m sub nivelul muchiei inferioare a jgheabului.

Capacitatea spațiului de fermentare se dimensionează după numărul de locuitori deserviți avînd în vedere că decantoarele cu etaj se întrebuințează aproape exclusiv pentru epurarea apelor menajere (debitele admise în normativul P. 28-64 sînt de ordinul a 50—100 l/s). Capacitatea specifică necesară variază după temperatura anuală medie a aerului în localitatea respectivă.

Adîncimea decantorului $H_t$ de la suprafața apei pînă la fundul bazinului de fermentare se calculează pe baza relației:

$$H_t = h_j + h_n + h_3 + h_4 \text{ [m]}. \quad \text{(XXV.98)}$$

în care $h_j$ este înălțimea jgheabului egală cu $h_1 + h_2$, $h_1$ fiind înălțimea secțiunii rectangulare și $h_2$ — a părții înclinate a jgheaburilor;
$h_n$ — înălțimea spațiului pentru nămol;
$h_3$ — înălțimea spațiului neutru (0,50 m);
$h_4$ — înălțimea spațiului de siguranță (0,30 m).

9.3.9. **Alte tipuri de decantoare.** Pentru cantități foarte mici de ape uzate (aproximativ pînă la 50 m³/zi), precum și la localități cu debite chiar pînă la 150—200 m³/zi unde gradul de epurare necesar impune epurarea biologică, decantarea se face cel mult adeseori în bazine de construcție specială cum ar fi fosele septice, iazurile biologice, șanțurile biologice, construcțiile monobloc deschise sau închise etc.

## 9.4. PRECIPITAREA (FLOCULAREA) CHIMICĂ

Precipitarea chimică este în mare măsură asemănătoare procedeelor folosite la tratarea cu coagulanți a apelor potabile și industriale. Ea se bazează pe fenomene care

nu au fost încă în întregime lămurite. În prezent ele sînt explicate prin trei teorii: mecano-chimică, electronică și fizică.

Prin tratarea cu substanțe chimice, sedimentarea suspensiilor se face prin fenomene care măresc depunerile gravimetrice și în mod excepțional reduc OBN-ul pînă la 95% și în mod curent reduc suspensiile cu 60—85% și OBN-ul cu 35—60%.

Substanțele chimice care se folosesc sînt: sărurile de aluminiu (în doză de 1—1,5 g/l) sărurile de fier în doze de 0,5—1,5 mg/l precum și clorura ferică, sulfatul feros, sulfatul feros clorat și sulfatul feric; calciul-oxid sau hidrat (pentru corectarea *p*H); carbonatul de sodiu (cenușa) sau argila, bentonita și fibrele de azbest.

Precipitarea chimică se realizează în construcții și instalații principial asemănătoare celor folosite la tratarea apelor potabile și industriale.

Tratarea cu coagulanți este de cele mai adeseori asociată cu floculareа, cu ajutorul aerului comprimat și al separației suspensionale.

Tratarea apelor uzate cu coagulanți impune o exploatare competentă în permanență adîncită prin experimentări în laborator și la scară industrială. O exploatare insuficient de atentă provoacă perturbarea decantării, amestecarea nămolului cu apa ce trebuie tratată și alte fenomene care, în final, duc la evacuarea de apă murdară din decantor.

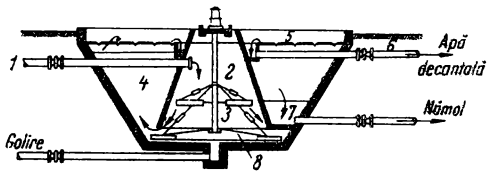



Fig. XXV.93. Decantor Accelator:

*1,6* — canale de admisie și de evacuare; *2* — spațiu de contact; *3* — mecanism de amestec; *4, 7* — spațiu și zonă de decantare; *5* — jgheaburi radiale periferice; *8* — răzuitoare.

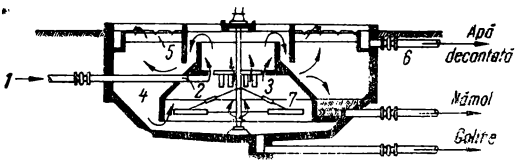



Fig. XXV.94. Decantor Centrifloc:

*1, 6* — canale de admisie și de evacuare apă; *2* — bazin central; *3* — mecanism de amestec; *4* — spațiu de decantare; *5* — jgheaburi radiale periferice; *6* — răzuitoare.

Decantoarele folosite sînt de diferite tipuri și anume:

— fără aerare cu și fără recircularea nămolului depus anterior ca de exemplu decantorul Accelator (fig. XXV.93);

— cu introducerea aerului comprimat în tipul Aeroaccelator (Centrifloc), (fig. XXV.94).

## 9.5. EPURAREA BIOLOGICĂ NATURALĂ

Epurarea biologică naturală şi-a primit denumirea de la faptul că foloseşte capacitatea naturală de autoepurare a solului şi apelor. Ea asigură un înalt grad de epurare, pînă la 99—99,5%, practic completă. Adoptarea epurării biologice naturale trebuie să rezulte din temeinice calcule tehnico-economice în comparaţie cu epurarea biologică artificială.

Epurarea biologică naturală se obţine prin cîmpuri de irigaţie, cîmpuri de infiltraţii şi iazuri biologice.

9.5.1. **Cîmpuri de irigaţie şi de infiltraţie.** Cîmpurile de irigaţie sînt porţiuni de teren amenajate spre a fi irigate cu ape uzate decantate prin epurare mecanică sau prin iazuri biologice (fig. XXV.95). Cele mai adeseori se asociază cu cîmpuri de infiltraţie adică terenuri cu mari capacităţi de infiltrare, necultivate, în care apele uzate pot fi trimise fără a dăuna apelor freatice ce servesc diferitelor folosinţe.

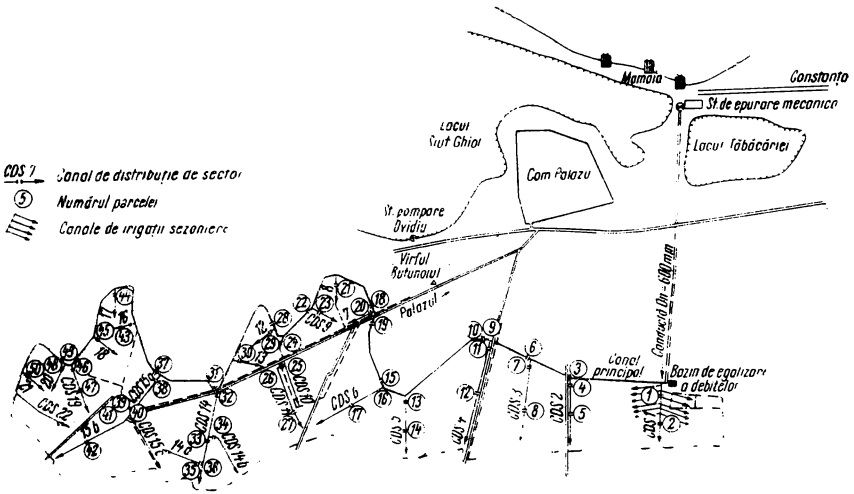



Fig. XXV.95. Complexul de irigaţii pentru apele uzate ale oraşului Constanţa.

Folosirea apelor uzate la irigaţii, prin substanţele nutritive care le conţin, ridică productivitatea terenului agricol; apele uzate menajere conţin la 1 $m^3$ N—20 g, P—7... 8 g, K—12...15 g, în timp ce plantele necesită (după varietate) la 1 ha N—120 kg, P—40 kg şi K—170 kg. Diferenţele de substanţe necesare se dau prin îngrăşăminte naturale sau artificiale.

Compoziţia favorabilă pentru irigaţii prezintă şi unele ape uzate industriale încărcate cu substanţe organice asimilabile de către plante (industria alimentară, topitorii de in şi cînepă, tăbăcării, unităţi agrozootehnice etc.). Apele uzate folosite la irigaţie trebuie să prezinte în exploatare calităţi constante.

Cîmpurile de irigaţie şi de infiltraţie trebuie să păstreze în jurul comunelor zone de protecţie sanitară pe cel puţin 300 m. În jurul lor se prevăd perdele forestiere care să oprească eventualele mirosuri neplăcute.

La trecerea prin sau pe lîngă comună, canalele ce transportă apele uzate se acoperă cu dale de beton armat; aceste protecţii trebuie să se extindă pe cîte circa 500 m dincolo de limitele comunei.

Epurarea apelor uzate prin cîmpuri de irigaţie şi de infiltraţie se poate face după scheme diferite, deşi schema de principiu este aceeaşi. Apele uzate sînt supuse în prealabil epurării mecanice, apoi sînt trimise pe cîmpuri. Nămolul fermentat se foloseşte tot în agricultură odată cu apele uzate epurate.

Apa se trimite la irigarea terenurilor cu plante diferite la care perioadele de vegetaţie nu coincid; în cazul în care nu se găseşte posibilitatea de a se folosi continuu integral apa, este necesar ca, în perioada de vegetaţie apa să fie parţial înmagazinată pe porţiuni de teren special destinate sau să fie infiltrată în sol prin cîmpuri de infiltraţie. În cazul unor cîmpuri de irigaţie mari, pentru perioadele de îngheţ apa poate fi trimisă chiar pe cîmpurile de cultură. Astfel se poate trimite apă uzată în cantitate de 300—500 m³/ha.

Cînd nici una din aceste soluţii nu sînt tehnic şi economic realizabile, se recurge la depozitarea apelor uzate pe terenuri special destinate care se scot de sub cultură sau pe care se realizează culturi de importanţă secundară.

Mai mult ca la alte metode de epurare, schema depinde de condiţiile naturale, legate de teren şi culturi, de condiţiile tehnico-economice impuse de eficienţa investiţiilor şi de condiţiile sociale.

Construcţiile în care se obţine epurarea biologică naturală a apelor uzate se pot grupa în:

— staţii de epurare mecanică;

— reţele de distribuţie a apei uzate formate din canale deschise cu caracter permanent sau sezonier şi de desecare (drenuri, canale secundare, colectoare şi guri de vărsare);

— lucrări accesorii formate din: stăvilare, cămine, vane, stavile pentru distribuţia apelor uzate şi desecarea terenurilor, analoge construcţiilor de pe reţelele de irigaţii cu ape naturale, drumuri necesare pentru accesul muncitorilor agricoli, utilajelor pentru culturi şi transportul produselor.

Consumul de apă la plante $C$ (m³/ha) se calculează pe baza STAS 1343-66 ca şi la irigaţiile cu ape naturale.

Înălţimea apelor depozitate în timpul iernii determină înălţimea digurilor; ea se determină cu relaţia (XXV.10):

$$h_1 = \frac{q\,T\,(1-\beta)}{S_1\gamma} + h_0, \qquad \text{(XXV.99)}$$

în care: $h_i$ este înălţimea pe care apa poate fi admisă în timpul iernii (se ia cu 0,10 m mai mică decît digurile);

$q$ — încărcarea zilnică, în m³/zi;

$T$ — numărul zilelor de îngheţ (100—120 zile);

$\beta$ — coeficientul de reducere a infiltraţiilor în timpul iernii care se poate lua pentru pămînturi lutoase 0,25—0,35, luto-nisipoase 0,4—0,5 şi nisipuri 0,5—0,6;

$\gamma$ — greutatea specifică a gheții (convențional 0,90 t/m³);
$S_1$ — aria suprafeței cîmpurilor de iarnă;
$h_2$ — înălțimea precipitațiilor în timpul iernii (0,10 m).

Rețeaua de desecare se dimensionează astfel încît să asigure înălțimea $h$ de sol uscat (fig. XXV.96).

Cantitatea maximă de apă ce trebuie evacuată zilnic de pe un hectar rezultă din relația:

$$q = \frac{1\,000\ \alpha\ q T_d\ 1\,000\ n}{86\,400\ r}\ [\text{l/s}], \qquad \text{(XXV.100)}$$

în care: $q$ este debitul zilnic aprovizionat, în m³/h;
$T_d$ — timpul între două udări;
$n$ — coeficientul de variație a debitului (se ia 1,5);
$\alpha$ — coeficientul care ține seama de infiltrație și de evapotranspirație care se ia 0,5, iar pe timp umed chiar 0,75;
$r$ — timpul în care trebuie să se producă desecarea; se ia 0,4...0,5 $T_d$.

Distanța $l$ între drenuri se poate lua pentru calcule preliminare, în pămînturi lutoase 8—10 m; luto-nisipoase 12—15 m și în cele nisipoase de 16—25 m.

La terenuri nisipoase se pot face canale deschise pentru drenaj; distanța maximă între canale se ia de 100—120 m.

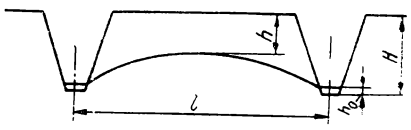



Fig. XXV.96. Schemă de calcul pentru desecare.

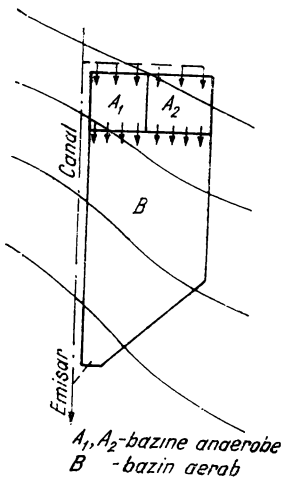



Fig. XXV.97. Schema iazurilor biologice de la Werrebie (Australia).

9.5.2. **Iazuri biologice.** Iazurile biologice se folosesc pentru epurarea biologică a apelor epurate mecanic sau pentru epurarea simultană mecanică și biologică, servind în același timp pentru fermentarea nămolurilor depuse sau pentru decantarea preliminară a apelor folosite la irigații și infiltrații. Ele pot fi avantajoase îndeosebi pentru centrele populate mai mici (circa 0,30 m³/zi), acolo unde există depresiuni cu terenuri inapte

pentru alte folosinţe în apropierea localităţilor şi unde pot folosi alături de epurare la piscicultură sau irigaţie.

Iazurile biologice (fig. XXV.97) se construiesc în unul sau în mai multe trepte între care apa trece peste un deversor redus ca înălţime, astfel încît să se mai şi aerisească cu acest prilej. În general, în prima treaptă se vor produce depuneri şi fermentaţii anaerobe, în celelalte fermentarea făcîndu-se aerob. Unii autori recomandă ca la trecerea după prima treaptă să se introducă soluţie de lapte de var astfel încît să se neutralizeze mai repede aciditatea apelor provocată de fermentarea anaerobă. Pentru o mai bună epurare se recomandă ca apele să fie diluate de 3—5 ori prin recircularea apelor epurate. La iazuri cu peşti trebuie prevăzut şi mici bazine de iernat cu adîncimea de minimum 2,50 m.

Încărcarea se ia de 6—7 g $CBO_5$/zi · $m^3$ apă în bazin.

Timpul de trecere pentru ape uzate menajere se ia, minimum 10 zile; pentru nămol — ca la decantoarele cu etaj, iar pentru ape uzate menajere încărcate cu ape industriale 20—30 zile şi chiar mai mult.

## 9.6. FILTRAREA BIOLOGICĂ

Epurarea apelor uzate în filtre biologice se produce prin acţiunea factorilor fizici, chimici şi biologici dintre care, cel mai important rol îl au microorganismele mineralizatoare aerobe.

Aceste microorganisme (bacterii, protozoare) nu trăiesc izolat ci în colonii şi împreună cu substanţele coloidale în alte substanţe conţinute în apa uzată formează pelicule biologice, mucilaginoase, în jurul granulelor ce alcătuiesc materialul filtrant.

Filtrarea constituie, în fapt, rezultatul unor acţiuni complexe care pot fi grupate astfel:

— *reţinere şi fixare* pe suprafaţa peliculelor biologice prin fenomene de sită (la trecerea apei printre golurile materialului filtrant) de adsorbţie şi, probabil, de coagulare;

— *descompunerea substanţelor* organice cu ajutorul organismelor mineralizatoare şi în primul rînd al bacteriilor;

— *mineralizarea* substanţelor organice cu ajutorul oxigenului, în măsură diferită după felul filtrelor biologice folosite.

Filtrele biologice se diferenţiază după încărcarea cu ape uzate, în:

— *obişnuite* numite şi de *mică încărcare* (în mai multe ţări numite şi standardizate);

— *de mare încărcare*.

Acţiunea mineralizatoare a filtrelor biologice începe aproximativ după 14 zile de la punerea în funcţiune, timp necesar pentru formarea peliculelor biologice. Pe măsura funcţionării filtrelor, aceste pelicule se îngroaşă (1—2 mm şi chiar ceva mai mult) pînă cînd ele se desprind de pe granule fiind antrenate de către apă; la filtrele de mică încărcare, desprinderea peliculelor se produce după un timp de funcţionare de circa 2 luni, în timp ce în filtrele biologice de mare încărcare, peliculele sînt îndepărtate în permanenţă de către apa care se epurează.

Filtrele biologice se folosesc ca treaptă secundară de epurare, treapta primară fiind epurarea mecanică. Se pot epura apele uzate menajere sau în amestec cu ape uzate industriale care admit epurarea biologică.

Epurarea prin filtre biologice dă rezultate sigure şi constante, îndeosebi la filtrele biologice de mică încărcare. Eficienţa filtrelor biologice corespunde unei reduceri a $OBN_5$ de 65...95%, în medie 87%.

Productivităţile filtrelor biologice de mică şi de mare încărcare sînt mult diferite. Astfel, după date din S.U.A. [40], aceste încărcări variază conform tabelului XXV.38.

*Tabelul XXV.38*

**Valorile încărcărilor filtrelor biologice**

| Felul încărcării | Natura filtrului | |
|---|---|---|
| | Obişnuit | De mare încărcare |
| Hidraulică, în $m^3/m^2 \cdot zi$ | 1,00—4,00 | 8,00—10,00 |
| Cu substanţe organice, în $kg/m^3 \cdot zi$ de material filtrant | 0,07—0,40 | 0,40— 0,80 |

Dezavantajele filtrelor de mare încărcare sînt: înălţimea relativ mare (3—16 m), ceea ce impune pomparea în cele mai multe staţii de epurare, suprafaţa mare necesară, mirosul urît, muştele, zona de protecţie relativ mare, efectele îngheţului.

Ca urmare a variaţiilor mari ale calităţilor apei (orare, zilnice, sezoniere) trebuie să fie luate în consideraţie posibilităţi de recirculare, de înmagazinare şi de pompare. De asemenea, trebuie dată atenţie toxicităţii apelor prin: limitarea reţinerii în bazine, aerarea sau alte mijloace de împrospătare a apei, iar în cazul unor amestecuri cu ape uzate industriale toxice, asigurarea preepurării acestora.

Recircularea obişnuită poate fi considerată în proporţie de 0,5—3,0 ori debitul ce se epurează, însă se cunosc cazuri cu recirculaţii ale apelor uzate industriale pînă la 10 ori şi chiar mai mult.

*Înălţimea stratului filtrant* trebuie aleasă într-o anumită corelaţie cu mărimea granulelor şi cu concentraţia apelor uzate. În Anglia, filtrele au 1,80 m la granule de 4 cm; în S.U.A., 1,50—2,50 m la granule de 2,5—7,5 cm; în U.R.S.S., înălţimea se ia de minimum 2,00 m, pentru $OBN_{20}$ al apelor epurate de 25—30 $g/m^3$, de 3,00— — la 20$g/m^3$ şi 4,00 m — la 15 $g/m^3$ mărimea granulelor din stratul util al filtrului luîndu-se de 3—5 cm la filtrele de mică încărcare şi 5—7 cm la filtrele de mare încărcare. Cu cît apele sînt mai concentrate, înălţimea necesară este mai mare, astfel încît să se poată realiza un timp de contact mai lung cu materialul filtrant.

Ventilaţia filtrului se face în mod natural prin diferenţa de temperatură între atmosferă şi apa uzată sau prin aer comprimat.

*Schema tehnologică* a epurării prin filtre biologice diferă după gradul de epurare urmărit şi după tipul de filtre (fig. XXV.98).

Epurarea prin filtre biologice impune prealabila epurare mecanică.

Filtrele biologice cu o *singură treaptă* se pot face obişnuite, de mică încărcare şi de mare încărcare.

Filtrele biologice cu *două trepte* constituie o soluţie excepţională.

9.6.1. **Filtre biologice de mică încărcare.** Filtrele biologice de mică încărcare sînt bazine cu secţiune dreptunghiulară sau circulară în plan, umplute cu granule de material poros cărora li se asigură o bună ventilaţie naturală. Apa uzată este introdusă şi evacuată în mod continuu.

Filtrele biologice (fig. XXV.99) sînt alcătuite din următoarele părţi principale: fundul impermeabil, fundul drenant, pereţii, materialul filtrant, sistemul de distribuţie şi ventilaţie.

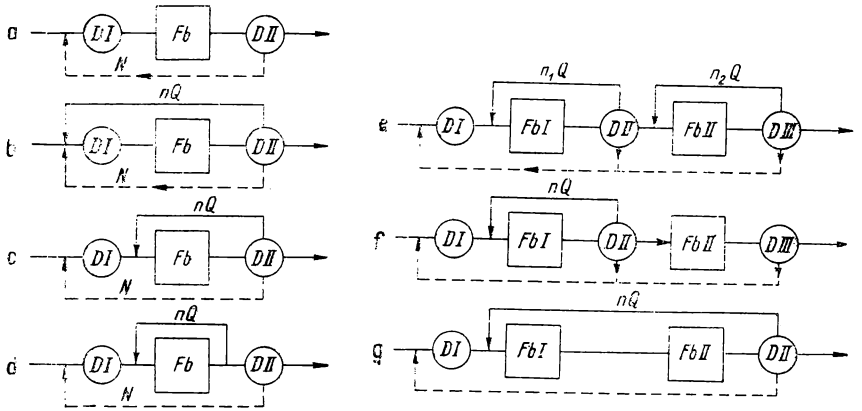



Fig. XXV.98. Scheme tehnologice pentru filtrare biologică.

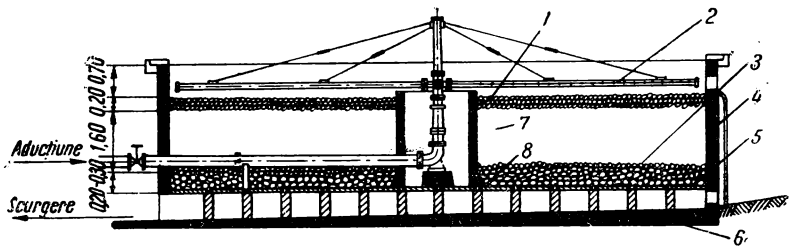



Fig. XXV.99. Filtru biologic (alcătuire):
*1* — strat de repartiţie; *2* — aparat (dispozitiv) distribuitor; *3* — strat filtrant; *4* — pereţi; *5* — fund drenant; *6* — fund impermeabil; *7* — strat util; *8* — strat de rezistenţă.

După indicaţiile din S.U.A., golurile din plăcile fundului drenant trebuie să reprezinte cel puţin 15% adică distanţa între fundul drenant şi fundul impermeabil trebuie să fie cel puţin 0,40—0,60 m.

Drenajele se construiesc în prezent în mai toate ţările din lume din elemente prefabricate (fig. XXV.100).

Pereţii filtrului biologic se construiesc din zidărie de cărămidă, de beton sau de beton armat: largă răspîndire au luat pereţii de beton armat prefabricat (fig. XXV.101). La capacităţi mici, situate în regiuni cu material filtrant corespunzător (piatră, cocs

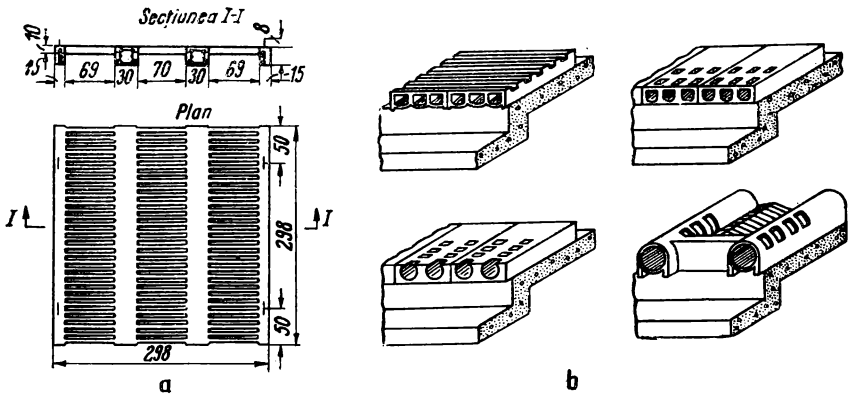



Fig. XXV.100. Drenaje ale filtrelor biologice :
*a* – din U.R.S.S. ; *b* – din S.U.A.

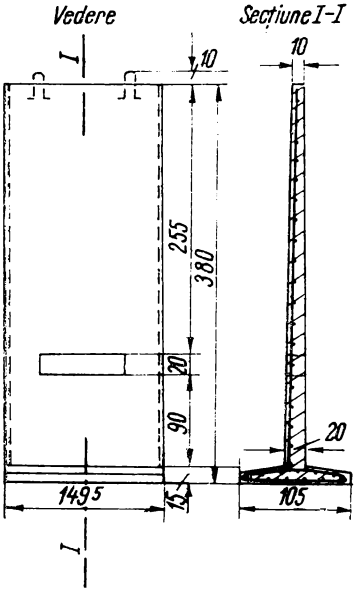



Fig. XXV.101. Perete de filtru biologic prefabricat din beton armat.

Fig. XXV.102. Jgheaburi găurite pentru distribuție

etc.) filtrele biologice se pot construi fără pereți, materialul așezîndu-se după taluzul natural.

Pereții trebuie să depășească nivelul superior al stratului filtrant cu 0,50—0,70 m spre a micșora influența vîntului asupra distribuției uniforme a apei în filtru.

*Material filtrant* poate fi orice rocă minerală cu suprafață poroasă, rezistentă la gelivitate și la alcalii slabe; se mai poate folosi cocs, keramzit sau tufuri vulcanice.

Materialul se aranjează în trei straturi: *stratul de rezistență* deasupra fundului drenant cu grosimea de 0,20 m și granule $d = 60...100$ mm; *stratul util* cu înălțimea de 1,60 m avînd granule $d = 40...50$ mm; *stratul de repartiție* la suprafața filtrului în grosime de 0,20 m cu granule de 20—30 mm. Pentru alte înălțimi decît 2,00 m ale filtrului se modifică numai înălțimea stratului util.

*Sistemul de distribuție* trebuie să asigure răspîndirea apei pe suprafața filtrului biologic în mod uniform, însă cu intermitență astfel încît stratul filtrant să poată primi între udări cantitățile de aer necesare bacteriilor aerobe.

Distribuția se poate face cu sisteme *fixe:* jgheaburi (fig. XXV.102) sau sprinklere (fig. XXV.103) și *mobile:* tuburi rotative (fig. XXV.104). Sistemele fixe necesită și vase de dozare (fig. XXV.105) spre a se putea asigura automat intervalele de timp necesare pentru aerare.

Tuburile rotative (fig. XXV.106) constituie în prezent soluția modernă de udare.

*Decantoarele secundare* după filtre biologice sînt necesare în vederea reținerii peliculelor biologice antrenate din filtru de către apă. Ele sînt de tip orizontal, vertical sau radial. Din punct de vedere constructiv nu diferă de decantoarele primare.

*Dimensionarea tehnologică* constă în determinarea numărului filtrelor, a dimensiunilor lor, a elementelor sistemului de distribuție.

Se recurge la minimum două filtre ambele active și nu mai mult de 6—8. Suprafața unui filtru se limitează la 1 000 m².

Volumul materialului filtrant se stabilește pe baza încărcărilor cu substanțe organice, respectiv pe baza capacității de oxidare a materialului filtrant și rezultă din relația:

$$C = \frac{L_a - L_t}{V_1}; \quad V_1 = \frac{L_a - L_t}{C}, \tag{XXV.101}$$

în care: $C$ este capacitatea de oxidare a filtrului numită și productivitatea filtrului, în g/m³ · zi.

$L_a$ — $OBN_{20}$ al apelor la intrarea în filtru, în g/m³;

$L_t$ — $OBN_{20}$ al apelor epurate, în g/m³;

$V_1$ — volumul de material filtrant, în m³, necesar pentru epurarea unui metru cub de apă uzată pe zi sau, considerînd $L_t = 0$ ca în cazul epurării totale putem stabili valoarea:

$$q_0 = \frac{1}{W_1} = \frac{C}{L_a}, \tag{XXV.102}$$

în care: $q_0$ este încărcarea materialului filtrant adică cantitatea de apă uzată ce se poate epura de către 1 m³ material filtrant; aceasta se poate lua din tabelul XXV.39.

Cunoscînd debitul de ape uzate Q se poate stabili volumul de material filtrant Q din relația:

$$V = \frac{Q}{q_0} \text{ [m}^3\text{]}. \tag{XXV.103}$$

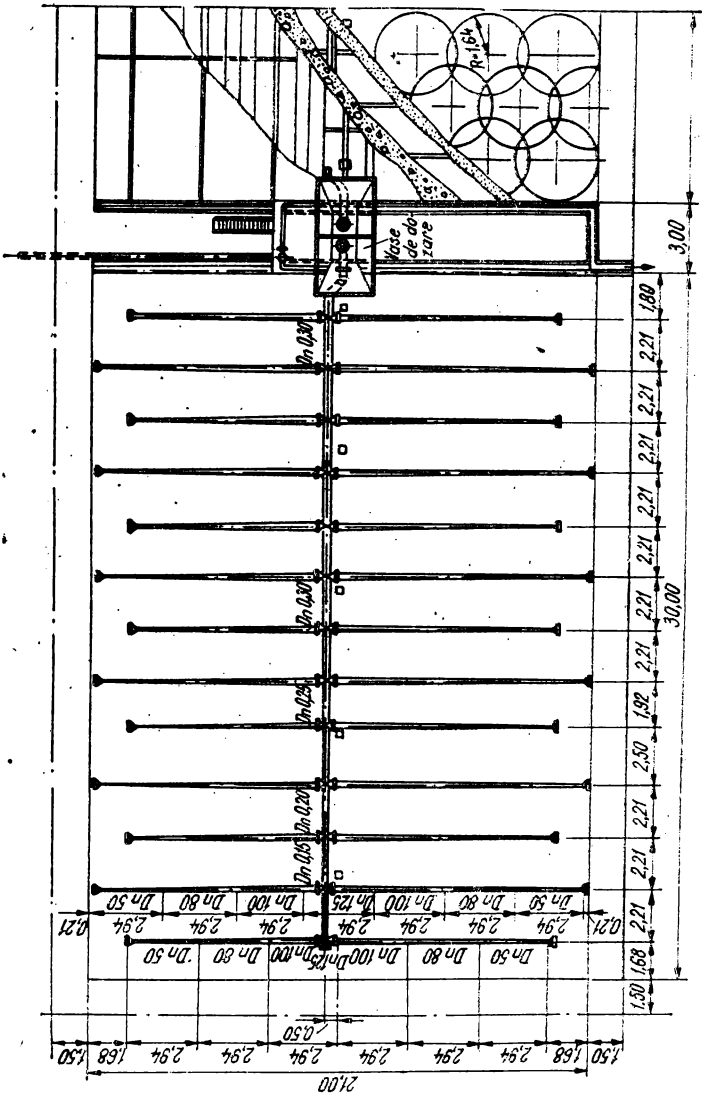



Fig. XXV.103. Sprinklere.

De aici se determină aria suprafeței filtrului $A$ prin relația :

$$A = \frac{V}{H} \text{ [m}^2\text{]}, \qquad \text{(XXV.104)}$$

în care $H$ este înălțimea utilă a filtrului.

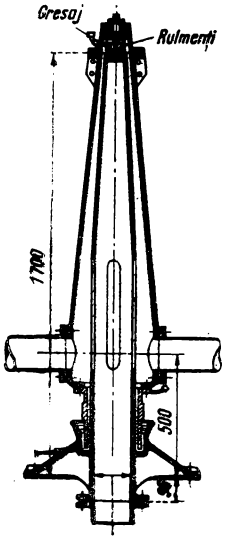



Fig. XXV.104. Dispozitiv de distribuție a apelor, cu tuburi rotative.

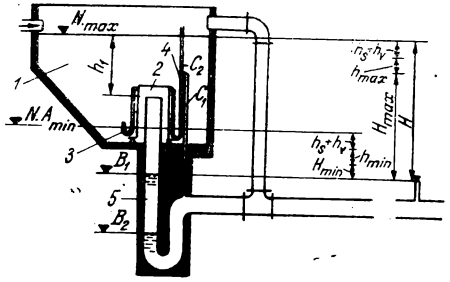



Fig. XXV.105. Vas de dozare :
*1* – bazin de beton armat; *2* – vas metalic; *3*, *4* – tuburi de diametru mic; *5* – tub central.

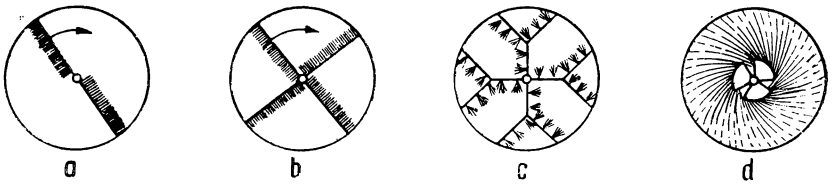



Fig. XXV.106. Dispozitive rotative cu mai multe brațe :
*a* – cu două brațe; *b* – cu patru brațe; *c* – cu brațe principale și ramificate; *d* – cu injectoare.

Încărcarea hidraulică $I_h$ constituie un element de verificare și se ia din relația

$$I_h = \frac{Q}{A} \text{ [m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{zi]}. \qquad \text{(XXV.105)}$$

În S.U.A. încărcarea hidraulică se ia ca în tabelul XXV.33.
*Înălțimea utilă* a filtrului se ia de 1,5–2,5 m și în mod obișnuit 2,00 m.

*Tabelul XXV. 39*

**Capacitatea de oxidare şi încărcarea materialului filtrant biologic de mică încărcare**

| Temperatura medie anuală a aerului, ° C | $C$, g/m³. zi | $q_0 = \frac{1}{V_1}$, m³/m³ · zi | |
|---|---|---|---|
| | | $L_l$ = 200 mg/l | $L_a$ = 300 mg/l |
| Sub 6 | 150 | 0,75 | 0,50 |
| 6—10 | 250 | 1,25 | 0,75 |
| Peste 10 | 300 | 1,50 | 1,00 |

*Observaţie*: Dacă debitul are variaţii orare mai mari ca 2, volumul de material trebuie mărit proporţional cu raportul dintre coeficientul de variaţie şi 2.

*Numărul vaselor* $N$ de dozare rezultă din relaţia:

$$N = \frac{Q\,k_0}{86\,400\,q_a}, \qquad \text{(XXV.106)}$$

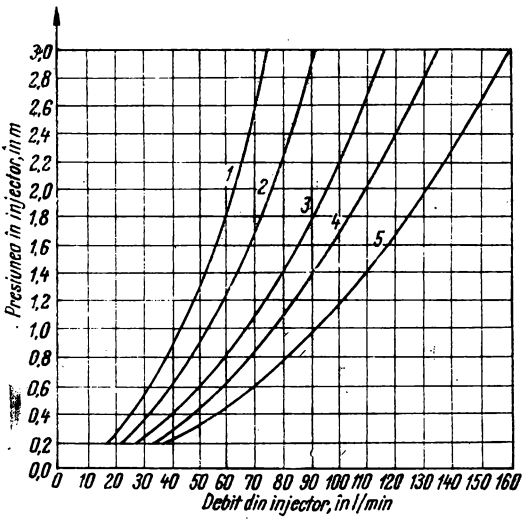



Fig. XXV.107. Diagramă pentru calculul sprinklerelor:
*1* — diametrele orificiilor 19 mm; *2* — idem 20 mm; *3* — idem, 22 mm; *4* — idem, 23,3 mm; *5* — idem, 25 mm.

în care: $Q$ este debitul mediu (zilnic) de ape uzate, în m³/zi;
$k_0$ — coeficientul de variaţie orară;
$q_a$ — debitul maxim ce alimentează un vas, în m³/s.

Debitul unui sprinkler în funcţie de presiunea liberă şi de diametrul deschiderii sprinklerului se poate lua din graficul din fig. XXV.107. Presiunea liberă se ia de obicei 1,30—1,60 m.

Suprafaţa udată $a$ în funcţie de presiunea liberă se poate lua din graficul din fig. XXV.108. De aici rezultă raza cercului udat $R = \frac{\sqrt{a}}{1{,}61}$, iar distanţa între sprinklere se ia de 1,732 $R$ în acelaşi rînd şi 1,5 $R$ între rînduri.

Tuburile rotative şi coloana centrală se dimensionează de către întreprinderile producătoare.

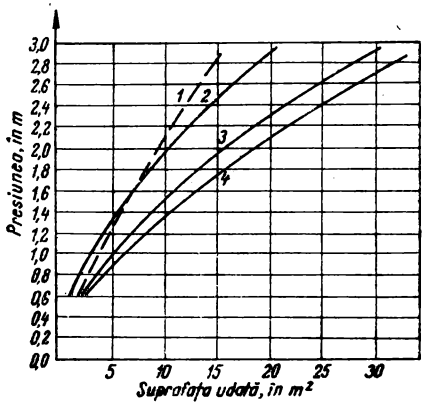



Fig. XXV.108. Diagramă pentru calculul suprafeţelor udate ale sprinclerelor:
*1* — suprafaţa udată de orificii pătrate cu latura de 22 mm; *2* — suprafaţa udată de orificii circulare cu diametrul de 19 mm; *3* — idem, 22 mm; *4* — idem 25 mm.

Pierderea de sarcină, la trecerea prin aparat, se poate stabili pe baza relaţiei:

$$H_m = q^2 \left[ \frac{256 \times 10^6}{m^2 d^4} - \frac{81 \times 10^6}{D_n^4} + \frac{294\, D}{K^2\, 10^3} \right]. \qquad \text{(XXV.107)}$$

în care: $H_m$ este pierderea de sarcină la trecerea prin aparatul de distribuţie;

$q$ — debitul de calcul, în l/s;

$m$ — numărul deschiderilor în fiecare tub rotativ:

$$m = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{80}{D_r}\right)^2}. \qquad \text{(XXV.108)}$$

$D_n$ — diametrul nominal al tuburilor rotative;

$D_r$ — diametrul aparatului de stropit, egal cu diametrul filtrului minus 200 mm, în mm;

$K$ — modulul de debit, care se ia pentru:

$D_n$, în mm: 50; 63; 75; 100; 125; 150; 175; 200; 250;

$K$, în l/s: 6; 11,5; 19; 43; 86,5; 134; 209; 300; 360.

Cantitatea de nămol substanţe uscate la ape uzate menajere se consideră; în 8 g/om·zi; în umiditatea peliculelor biologice este de 96%.

9.6.2. **Filtre biologice de mare încărcare.** Filtrele biologice de mare încărcare se aseamănă cu filtrele biologice de mică încărcare, cu diferența că primesc o încărcare mai mare de apă uzată.

Filtre biologice de mare încărcare. se construiesc după două tipuri : joase și înalte (turn).

Filtrele biologice de mare încărcare joase[1] sînt acelea în care grosimea utilă a stratului filtrant se face de 2—4 m, în funcție de $OBN_{20}$ al apei epurate ce trebuie obținută (fig. XXV.109).

Mărimea granulelor trebuie să fie mai mare ca la celelalte filtre biologice și anume de 40—100 mm.

*Dimensionarea tehnologică a filtrelor biologice* de mare încărcare are în vedere, spre deosebire de filtrele biologice de mică încărcare, alcătuirea filtrului și încărcarea admisibilă cu substanțe organice a apelor uzate.

9.6.2.1. *Filtrele biologice de mare încărcare, joase.* Încărcarea admisibilă $OBN_{20}$ a apelor ce intră în filtre se ia :

$$L_{am} = K\, L_t\,, \qquad \text{(XXV.109)}$$

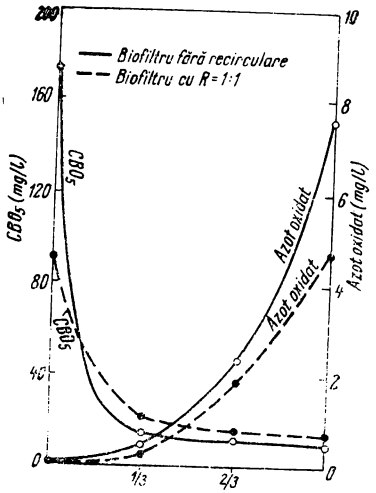



Fig.XXV.109. Influența înălțimii la filtrele biologice.

în care : $L_{am}$ este $OBN_{20}$ al apelor uzate în amestec cu apele recirculate ;

$L_t$ — $OBN_{20}$ al apelor epurate ce trebuie realizat ;

$K$ — coeficientul care se poate lua[2] în funcție de temperatura medie de iarnă a apelor uzate $a$ și temperatura medie anuală a aerului $b$, la înălțimea utilă a filtrului de $H$ :

| | $H$, m | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 4,00 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $+10 < a < 14^{0}C$ și $b < 6^{0}C$ | $K$ = | 3,3 | 4,4 | 5,7 | 7,5 | 9,6 |
| $a > 14^{0}C$ și $b > 6^{0}C$ | $K$ = | 4,4 | 5,7 | 7,5 | 9,6 | 12 |

Coeficientul de recirculație $n$ se stabilește prin relația :

$$n = \frac{L_a - L_{am}}{L_{am} - L_t}\,, \qquad \text{(XXV.110)}$$

în care $L_a$ este OBN al apelor uzate ce se supun epurării.

[1] În S.U.A., în funcție de mici particularități care le diferențiază ele sînt brevetate cu numele de accelofiltre, aerofiltre, biofiltre etc.

[2] $K$ se ia pe baza temperaturii aerului numai cînd nu se cunoaște aceea a apelor uzate.

Aria suprafeței filtrului va rezulta din relația:

$$A = \frac{Q\,(n+1)\,L_{am}}{N}, \qquad \text{(XXV.111)}$$

în care: $A$ este suprafața orizontală a filtrului, în m²;
$Q$ — debitul mediu zilnic, în m³;
$N$ — încărcarea zilnică cu substanțe organice, în g $OBN_{20}$/1 m² suprafață de filtru, în g/m² · zi; pentru temperaturi anuale ale aerului peste +6°C se ia $N = 3\,000$ $OBN_{20}$/m² · zi.

Volumul de material filtrant $V$ se calculează cu relația:

$$V = AH.$$

Înălțimea $H$ a filtrului se poate lua fie în funcție de $OBN_{20}$ al apei epurate, fie pe baza calculelor tehnico-economice comparative de recirculație.

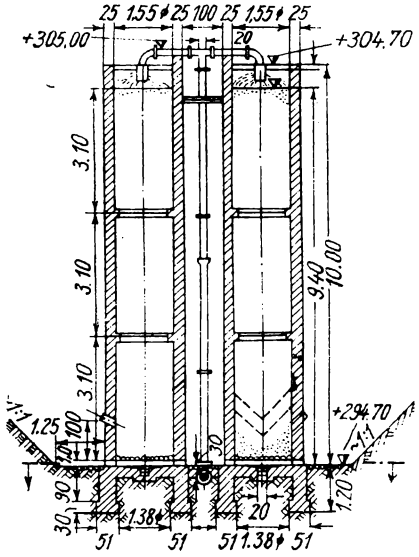



Fig. XXV.110. Filtru biologic turn.

Încărcarea hidraulică se stabilește prin relația:

$$q = \frac{N}{L_{am}}. \qquad \text{(XXV.112)}$$

Încărcarea se ia de 10—30 m³/m² · zi. În cazul în care rezultă mai mici decît 10 m³/m² · zi, trebuie mărit coeficientul de recirculație și de scăzut înălțimea filtrului biologic.

Decantoarele secundare se calculează pentru timpul de sedimentare și vitezele indicate în tabelul XXV.37.

9.6.2.2. *Filtre biologice înalte (turn).* Înălțimea utilă a filtrului (fig. XXV.110) se alege pe baza $OBN_{20}$ al apei uzate ce intră în epurare, conform tabelului XXV.40, iar încărcarea cu substanțe organice a materialului filtrant se admite pe baza datelor din tabelul XXV.41.

Decantoarele secundare se calculează cu elementele luate din tabelul XXV.42.

*Tabelul XXV.40*

**Înălțimea filtrelor biologice turn**

| $OBN_{20}$ admisibil al apelor uzate g/m³ | 250 | 300 | 350 | 450 | 500 |
|---|---|---|---|---|---|
| Înălțimea filtrului biologic, m | 8,00 | 10,00 | 12,00 | 14,00 | 16,00 și mai mult |

*Tabelul XXV.41*

**Valorile încărcărilor cu substanţe organice**

| $OBN_{20}$ al apei epurate, g/m³ | Încărcări cu $OBN_{20}$ în g/m³ . zi la o temperatură medie de iarnă a apelor uzate în °C de | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 8 | 10 | 12 | 14 |
| 20 | 800 | 1 000 | 1 200 | 1 400 |
| 30 | 1 300 | 1 500 | 1 600 | 1 800 |
| 40 | 1 600 | 1 700 | 2 000 | 2 200 |
| 50 | 1 900 | 2 000 | 2 200 | 2 500 |

*Observaţie.* Cînd nu se cunoaşte temperatura medie de iarnă a apelor *a* se va lucra prin temperatura medie anuală a aerului *b* pe baza echivalării, astfel :

$$+10°C < a < +14°C \sim +3°C < b < +6°C;$$
$$a > 14°C \sim b > +6°C.$$

*Tabelul XXV.42*

**Caracteristicile decantoarelor secundare orizontale şi verticale**

| Decantoare secundare după : | Durata de trecere la decantoare, h | | Viteza maximă la decantoare, mm/s | |
|---|---|---|---|---|
| | Orizontale sau radiale | Verticale | Orizontale | Verticale |
| Filtre biologice de mică încărcare | 0,75 | 0,75 | 5,00 | 0,50 |
| Filtre biologice de mare încărcare | 1,50 | 1,50 | 5,00 | 0,50 |

## 9.7. AERAREA APEI

Aerarea cu nămol activat constituie procedeul superior actual pentru epurarea biologică a apelor uzate, datorită avantajelor pe care le prezintă şi anume :

— siguranţă mare în stabilirea gradului de epurare al apelor deoarece pot fi stăpîniţi principalii factori ai epurării biologice : apa uzată, oxigenul şi bacteriile mineralizatoare ;

— randament sporit în timpul iernii faţă de filtrele biologice ;

— timp de punere în exploatare relativ scurt (circa 10 zile) ;

— absenţa absolută a mirosului şi muştelor.

*Umiditatea* nămolului este de 99—99,3%. Cînd umiditatea depăşeşte 99% poate apărea umflarea nămolului, semn că au început să se formeze spori ai microorganismelor şi să nu se mai formeze flocoane ; umiditatea poate ajunge la 99,75%.

*Putrescibilitatea* nămolului impune ca reţinerea în decantorul secundar să nu depăşească 2—3 h şi cel mult 6 h.

*Substanţele toxice* reduc pînă la oprire dezvoltarea microorganismelor ; cele mai de temut sînt ţiţeiul, cromul şi arsenul, influenţe nefavorabile avînd şi detergenţii,

*Temperatura* are influenţă redusă asupra epurării (cu excepţia reducerii nitriţilor).

*Vîrsta nămolului* este un factor important în epurarea biologică şi reprezintă timpul mediu în care o particulă din substanţele în suspensie rămîne sub aeraţie, adică raportul dintre cantitatea de nămol activat măsurată în reziduu fix (substanţa uscată) şi încărcarea zilnică cu substanţe în suspensie a apelor uzate ce intră în bazinul de aerare, sau :

$$V_n = V\ C_n \,/\, Qc_u \qquad \text{(XXV.113)}$$

în care : $V_n$ este vîrsta nămolului ;

$V$ — volumul bazinelor de aerare, în $m^3$ ;

$c_n$ — concentraţia medie în substanţe solide din bazinul de aerare, în $g/m^3$ ;

$c_u$ — concentraţia medie în substanţe solide din apa uzată, în $g/m^3$ ;

$Q$ — debitul zilnic de ape uzate, în $m^3/zi$.

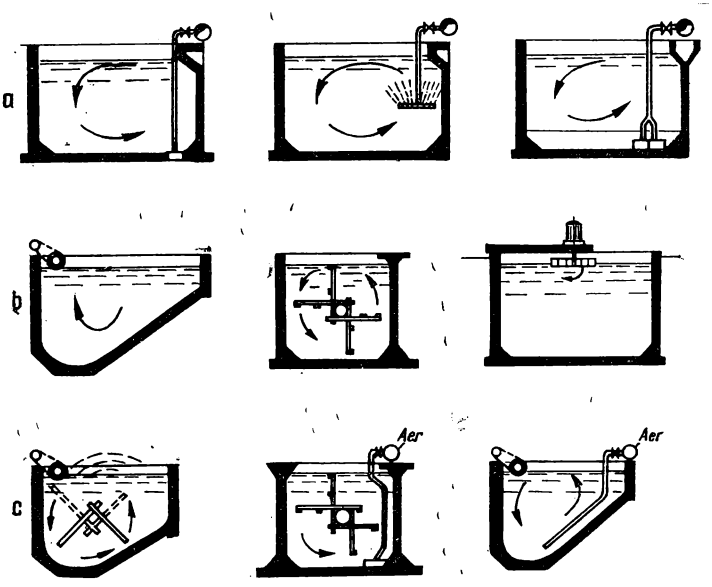



Fig. XXV.111. Exemple de diferite moduri şi procedee de aerare :
*a* — pneumatică ; *b* — mecanică ; *c* — mixtă.

Potenţialul nămolului activat descreşte cu vîrsta, coborînd uneori la zero în timp de 15 pînă la 72 h şi, uneori, încă mai repede. O vîrstă normală a nămolului pentru ape uzate menajere este de ordinul a 3,5 zile [7].

*Oxigenul* necesar aerării apei este preluat din atmosferă şi din aerul introdus artificial, distingîndu-se trei metode de aerare : pneumatică, mecanică şi mixtă (fig. XXV.111).

Viteza de consum a oxigenului în cursul aerării variază, fiind maximă în primele două ore şi diminuînd simţitor spre finele operaţiei. În fig. XXV.112 sînt arătate curbele prezentate de Fair şi Geyer [7] şi în linie punctată curba indicată de Baziakina [11] pentru ape uzate menajere.

De aici a rezultat posibilitatea de a se defalca procesul de epurare în două faze şi în mod corespunzător în două grupe de construcţii ceea ce permite ca la debite mari ale emisarului, apele uzate să fie epurate corespunzător în prima fază şi apoi să poată fi vărsate în emisar. Nămolul este oxidat în continuare în bazine separate, numite regeneratoare (fig. XXV.114).

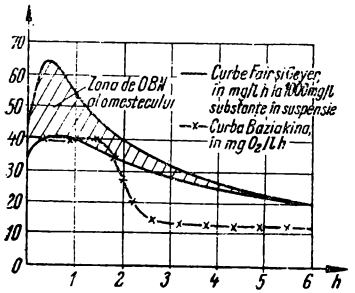



Fig. XXV.112. Faze de aerare:
1 – curba Fair şi Geyer, în mg/l la 1 000 mg substanţe în suspensie; 2 – curba Beziakina în mg $O_2$/l.; 3 – zona de OBN al amestecului.

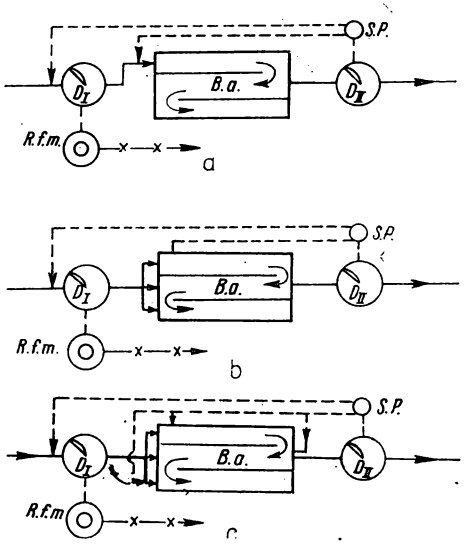



Fig. XXV.113. Scheme de aerare:
*a* – obişnuită; *b* – fracţionată – Gould; *c* – fracţionată – Beziakina.

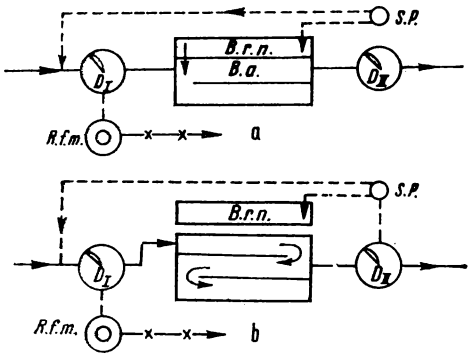



Fig. XXV.114. Schemă de aerare cu regeneratoare:
*a* – înglobate în bazinele de aerare; *b* – separate.

Aerarea apei se face în mod curent într-o singură treaptă (fig. XXV.113), sau în două trepte de bazine de aerare, sau printr-un bazin de aerare precedat de filtre biologice.

Nămolul din bazinele de aerare curge odată cu apa epurată şi se depune în decantoarele secundare. De aici, nămolul activat este recirculat, fiind introdus prin pompare din nou în bazinul de aerare, unde aduce astfel o cantitate mare de microorganisme mineralizatoare. Cantităţile ce prisosesc se îndepărtează din circuitul de aerare. Nămolul în exces, reprezentînd aproximativ 1 :10 din nămolul de recirculaţie, poate fi trimis direct la fermentare ; se obişnuieşte însă a se trimite în decantoarele primare unde acţionînd ca agent de flotaţie, îmbunătăţind sedimentarea uneori pînă la 25%.

Tehnica epurării biologice prin aerarea apei face progrese astfel încît mereu apar scheme noi pentru introducerea fracţionată a nămolului şi a apei sau prin înglobarea în bazinele de aerare a decantoarelor secundare, ceea ce conduce la scheme corespunzătoare (fig. XXV.115).

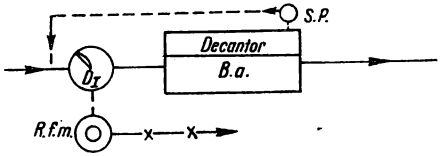



Fig. XXV.115. Schemă de aerare cu decantor alăturat.

Cînd apele uzate sînt foarte concentrate o singură treaptă de epurare biologică, poate să fie insuficientă ; în asemenea cazuri se aplică epurarea biologică în două trepte.

Schemele diferite se pot alcătui la capacităţi de epurare foarte mici (sub 2 000—3 000 locuitori) ca spre exemplu şanţurile de oxidare, în care în acelaşi bazin sînt concentrate toate procesele de epurare mecanică şi biologică.

9.7.1. **Aerarea pneumatică a apei.** Aerarea pneumatică a apei se face în bazine de beton armat în care se introduce apă, nămol activat şi aer comprimat în compresoare (suflante).

*Bazinele de aerare se construiesc* (se alcătuiesc) sub forma unor canale lungi pe care le parcurge apa şi nămolul de recirculaţie în cîteva ore.

*Dispozitivele pentru aerarea apei* se fac cu plăci poroase, tuburi poroase, tuburi metalice perforate, tuburi metalice deschise sau difuzoare.

*Amplasarea dispozitivelor de aerare,* variază după tipul lor, după cantitatea de aer necesar ; aceasta depinde de secţiunea transversală a canalelor, respectiv de viteza de traversare a aerului.

Deşi amplasarea aparatelor de distribuţie a aerului depinde de tipul acestora se pare că este preferabilă aşezarea lor la 0,30—0,60 m de fund, astfel încît să se uşureze curăţirea bazinului ; firma INKA foloseşte aerarea de joasă presiune amplasînd aparatul de distribuţia aerului la 0,80 m sub oglinda apei (fig. XXV.116).

*Cantitatea de aer* necesar depinde de oxigenul biochimic necesar precum şi de vechimea apelor uzate, de temperatura şi concentraţia de oxigen dizolvat în aerotancuri, de dimensiunile bazinului de aerare şi de numărul, tipul şi amplasamentul aparatelor de distribuţie a aerului.

În S.U.A. se lua orientativ 34—43 m³ aer/kg de OBN.

*Decantoarele secundare* se construiesc în mod similar decantoarelor primare. Groapa de nămol trebuie să fie amplasată cît mai aproape de locul de intrare a apei; pereții ei trebuie să aibă o pantă minimă de 60° și să se alcătuiască astfel încît nămolul să nu se poată acumula nicăieri necontrolat.

*Dimensionarea tehnologică* cuprinde determinarea numărului volumului și dimensiunilor bazinelor de aerare, cantitatea de nămol activat ce trebuie recirculată și îndepărtată, capacitatea pompelor de nămol și a compresoarelor, dimensionarea rețelei de distribuție a aerului comprimat și a nămolului.

9.7.1.1. *Bazine de aerare cu o singură treaptă.* Bazinele de aerare trebuie să fie în număr de minimum două; nu se prevăd capacități de rezervă. Cu cît numărul este mai mic, costul se reduce, însă exploatarea necesită deosebită exigență, rămînînd totuși riscurile unor ape neepurate, cînd unul din bazine iese din serviciu.

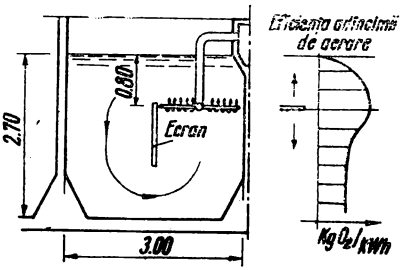



Fig. XXV.116. Introducerea aerului prin tuburi sistem INKA.

*Tabelul XXV.43*

**Duratele de aerare la epurarea totală**

| $OBN_{20}$ al afluentului, g/m³ | Durata de aerare[1], în h, la $OBN_{20}$ al efluentului: | | |
|---|---|---|---|
| | Fără regenerare 15 g/m³ | Cu regeneratoare | |
| | | 15 g/m³ | 20 g/m³ |
| 100 | 4,40 | 3,40 | 2,30 |
| 150 | 5,50 | 4,80 | 3,60 |
| 200 | 6,80 | 6,10 | 4,90 |
| 250 | 8,00 | 7,40 | 6,20 |
| 300 | — | 8,60 | 7,50 |
| 350 | — | 8,80 | 8,80 |
| 400 | — | 11,00 | 10,10 |
| 450 | — | 12,20 | 11,40 |
| 500 | — | 13,40 | 12,70 |

[1]) Datele sînt calculate pentru temperatura medie anuală a apei uzate $\theta = 15°C$; pentru alte temperaturi durata se majorează în raportul $15/\theta$.

Durata de aerare, pentru bazine de aerare cu epurare totală se poate stabili după normele SNIP II G-6-62, (tabelul XXV.43) cu relația:

$$T = \frac{2a}{KI}, \qquad \text{(XXV.114)}$$

în care : $T$ este durata de aerare, în h, în bazinul de aerare ;
$a$ — cantitatea $OBN_{20}$ care intră în bazinul de aerare ;
$K$ — coeficientul de folosire a aerului care se ia 12 g/m³ pentru plăci poroase și 6 g/m³ pentru tuburi găurite ;
$I$ — intensitatea de aerare, în m³/m² · h, conform tabelului XXV.44.

*Tabelul XXV.44*

**Durata de aerare a afluentului, în funcție de $OBN_{20}$ al efluentului**

| $OBN_{20}$ al efluentului g/m³ | Intensitatea de aerare la $OBN_{20}$ al efluentului, m³/m² · h | | |
|---|---|---|---|
| | 15 g/m³ | 20 g/m³ | 25 g/m³ |
| 150 | 4,00 | 4,50 | 5,00 |
| 200 | 4,70 | 5,40 | 6,00 |
| 250 | 5,40 | 6,10 | 6,70 |
| 300 | 6,00 | 6,80 | 7,50 |
| 350 | 6,50 | 7,50 | 8,20 |

Cînd bazinele de aerare se construiesc fără regeneratoare, relația (XXV.122) este admisibilă pînă la a 250 g/m³. Cînd se construiesc bazine de aerare cu regeneratoare relația (XXV.122) este admisibilă pînă la $a < 360$ g/m³, însă pentru $a < 250$ g/m³ normele respective trebuie reduse cu 15%.

Debitul de aer (m³ aer/m³ apă uzată), se calculează cu relația :

$$D = \frac{2a}{KH}, \qquad \text{(XXV.115)}$$

în care $H$ este adîncimea bazinului de aerare pentru epurarea totală cu sau fără regeneratoare.

Ca cifră aproximativă K. Imhoff [13] și firma Degrémont dau 34—35 m³ aer/1 kg $OBN_5$ redus în aerator [1]).

Un calcul aproximativ al duratei de aerare se poate face cu relația dată de un comitet al American Public Health Association :

$$L = 20\ (T + I), \qquad \text{(XXV.116)}$$

în care : $L$ este $OBN_{20}$ care se reduce prin bazinele de aerare, în g/m³ ;
$T$ — durata de aerare, în h.

Durata de aerare în bazine cu epurare parțială se ia conform relației :

$$T = m\frac{2a}{KI}, \qquad \text{(XXV.117)}$$

în care $m$ este un coeficient ce depinde de procentul de reducere $OBN_{20}$ care se realizează în bazinul de aerare al apelor uzate (tabelul XXV.45).

[1]) Sewage Worke Journal-ianuarie, 1942 [7].

*Tabelul XXV.45*

**Valorile coeficienților *m***

| Reducerea proiectată de $OBN_{20}$ % | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *m* | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,38 | 0,45 | 0,55 | 0,65 |
| *d* | 1,00 | 0,95 | 0,90 | 0,85 | 0,80 | 0,75 | 0,70 |

În bazinele de aerare cu epurare parțială, debitul de aer se stabilește prin relația :

$$D = \frac{a - b}{KHd} \text{ [m}^3 \text{ aer/m}^3 \text{ apă]}, \qquad \text{(XXV.118)}$$

în care *d* este deficitul de oxigen.

Volumul bazinelor de aerare depinde de tipul bazinului ales respectiv de calitățile apelor uzate, de gradul de epurare necesar și de eficiența folosirii oxigenului din aerul comprimat.

Pentru apele uzate care trebuie să fie epurate pînă la $OBN_{20}$ de 15—25 g/m³ se folosesc bazine de aerare cu epurare completă ; în cazul în care la intrare apele uzate au $OBN_{20}$ mai mare ca 250—300 g/m³, este necesar să se prevadă regeneratoare.

Volumul regeneratoarelor se ia de 25—50 % din volumul total al bazinelor de aerare, în cazul epurării totale și de 50 % în cazul epurării parțiale.

K. Imhoff [13] recomandă ca încărcare medie pe 1 m³ de bazin de aerare $OBN_5$ 1 800 g/zi, pentru bazine de aerare cu încărcare mică (obișnuită) și $OBN_5$ 3 600 g/zi la cele cu încărcare mare.

Adîncimea utilă a bazinelor de aerare se face de 3—5 m.

Lățimea canalelor se face de 1—1,5 ori adîncimea utilă și numai excepțional de 2 ori (la multe stații mari s-au făcut însă și lățimi mai mari).

Rețeaua de conducte de aer poate fi calculată cu relațiile :

$$h = \lambda \frac{1}{D} \gamma \frac{V^2}{2g}; \qquad \text{(XXV.119)}$$

$$\lambda = 0{,}0125 + \frac{0{,}01\, l}{Dn}; \qquad \text{(XXV.120)}$$

$$\gamma = \frac{1{,}293\ p\ 273}{1{,}03\ (273 + \theta)}; \qquad \text{(XXV.121)}$$

în care : *h* este pierderea de presiune, în mm $H_2O$ ;

*l* — lungimea tuburilor, în m ;

$Dn$ — diametrul nominal al tubului, în m;
$\lambda$ — coeficientul de frecare;
$\gamma$ — greutatea volumetrică a aerului, în kg/m$^3$;
$p$ — presiunea absolută, în at;
$\theta$ — temperatura aerului în conducte se ia 30°C;
$g$ — acceleraţia gravitaţie 9,81 m/s$^2$;
$v$ — viteza, în m/s.

Pentru calcule se pot folosi indicaţiile din lucrările de specialitate (de ventilaţii).

La conductele de beton armat, coeficienţii de frecare se iau de două ori mai mari ca la cele metalice.

Compresoarele se aleg pe baza caracteristicilor date de întreprinderile producătoare: presiunea necesară poate varia între 0,40 şi 0,80 at.

Puterea motorului $N$ se calculează cu relaţia:

$$N = \frac{qH}{102\,\eta} \text{ [kW]}, \qquad \text{(XXV.122)}$$

în care: $q$ este debitul de aer, în m$^3$/s;

$H$ — presiunea manometrică (relativă), în m, este egală cu înălţimea apei în bazinul de aerare plus pierderile de presiune prin tuburi;

$\eta$ — coeficientul de randament al compresorului (0,75).

Cantitatea de nămol care se recirculă din decantoarele secundare în bazinele de aerare se stabileşte în raport cu $OBN_{20}$ al afluentului şi se exprimă în raport sau în procente faţă de debitul apelor uzate la intrarea în bazinul de aerare.

În S.U.A. raportul între cantitatea de nămol şi ape uzate variază între 20 şi 100% sau, respectiv 16,7—50% nămol faţă de amestecul din bazinul de aerare; în practică se ia 25—35%. Reziduul fix al nămolului de recirculaţie este în general de 3 000 g/m$^3$ (rareori depăşeşte 15 000 g/m$^3$) la aerarea cu aer comprimat în bazine de aerare obişnuite iar la cele de mare încărcare 600—800 g/m$^3$.

*Tabelul XXV.46.*

**Cantităţile de nămol activat în exces, în funcţie de gradul de epurare**

| $OBN_{20}$ al apei epurate | La epurarea completă g/m$^3$ | | | La epurarea parţială g/m$^3$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 10 | 20 | 25 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| Cantitatea de nămol activat în exces, în g de reziduu total la 1 m$^3$ de lichid | 160 | 200 | 220 | 170 | 190 | 210 | 220 |

În U.R.S.S. se recomandă ca nămolul de recirculaţie să se ia 30—70% din debitul mediu al apelor uzate, în funcţie de $OBN_{20}$.

Cantitatea de nămol în exces se stabileşte în funcţie de $OBN_{20}$ a apei epurate conform tabelului XXV.46.

Umiditatea nămolului în exces la durata în ore de concentrație se ia din tabelul XXV.47.

Cantitatea de nămol în exces $N_{ex}$ se mai poate calcula prin relația:

$$N_{ex} - \alpha B - b, \qquad \text{(XXV.123)}$$

în care: $B$ este cantitatea de nămol sosită în apele decantate, în mg/dm³;
$b$ — cantitatea [1] de nămol ieșit din decantoarele secundare (finale);
$\alpha$ — coeficient: $\alpha = 1{,}3$ la epurări complete și 1,1 la cele incomplete.

*Tabelul XXV.47*

**Valorile umidității nămolului în exces și ale duratei de concentrație**

| Caracteristicile nămolului activat în exces | Umiditatea nămolului concentrat, % | | Durata de concentrație a nămolului, h | | Viteza de mișcare în concentratorul vertical mm/s |
|---|---|---|---|---|---|
| | Tipul de concentrator | | | | |
| | Vertical | Radial | Vertical | Radial | |
| Nămol activat din bazine de aerare cu epurare completă: | | | | | |
| — amestec de nămol din bazinul de aerare cu concentrația 2—3 g/dm³ | — | 97 | — | 5— 8 | — |
| — nămol activat din decantoare secundare cu concentrația de 5—6 g/dm³ | 98 | 97 | 10—12 | 9—11 | 0,10 |
| — idem, cu 7—8 g/dm³ | 98 | 97 | 16 | 12—15 | 0,10 |
| Amestec de nămol activat din bazine de aerare cu epurare parțială cu concentrația de 1,50—2,50 g/dm³ | 95 | 95 | 3 | 3 | 0,20 |

Conductele de nămol se calculează pe baza nomogramelor prezentate în fig. XXV.117.

9.7.1.2. *Bazine de aerare cu două trepte.* Bazinele de aerare cu două trepte se pot construi pe baza unor temeinice justificări tehnico-economice atunci cînd apa uzată care intră în bazinele de aerare are $OBN_{20}$ peste 250 g/m³, iar în apa epurată nu se admit decît 15—20 g/m³.

9.7.1.3. *Bazinele de aerare cu decantor.* Durata totală de aerare la tipul sovietic se stabilește prin relația:

$$T = \frac{15\ a}{\theta\ R} + 2\ [\text{h}] \qquad \text{(XXV.124)}$$

în care $R$ este viteza de oxidare; în cazul epurării totale pînă la $OBN_{20} = 15$ g/m³ se ia de 46 g/m³ · h; $\theta$ = temperatura apei uzate, în °C.

[1] În emisar, calculul se poate face exact pe baza $OBN_5$ sau aproximativ, cantitatea de substanțe este egală cu $OBN_5$ al apelor epurate (la 90—95% epurarea se poate lua 15—10 g/m³).

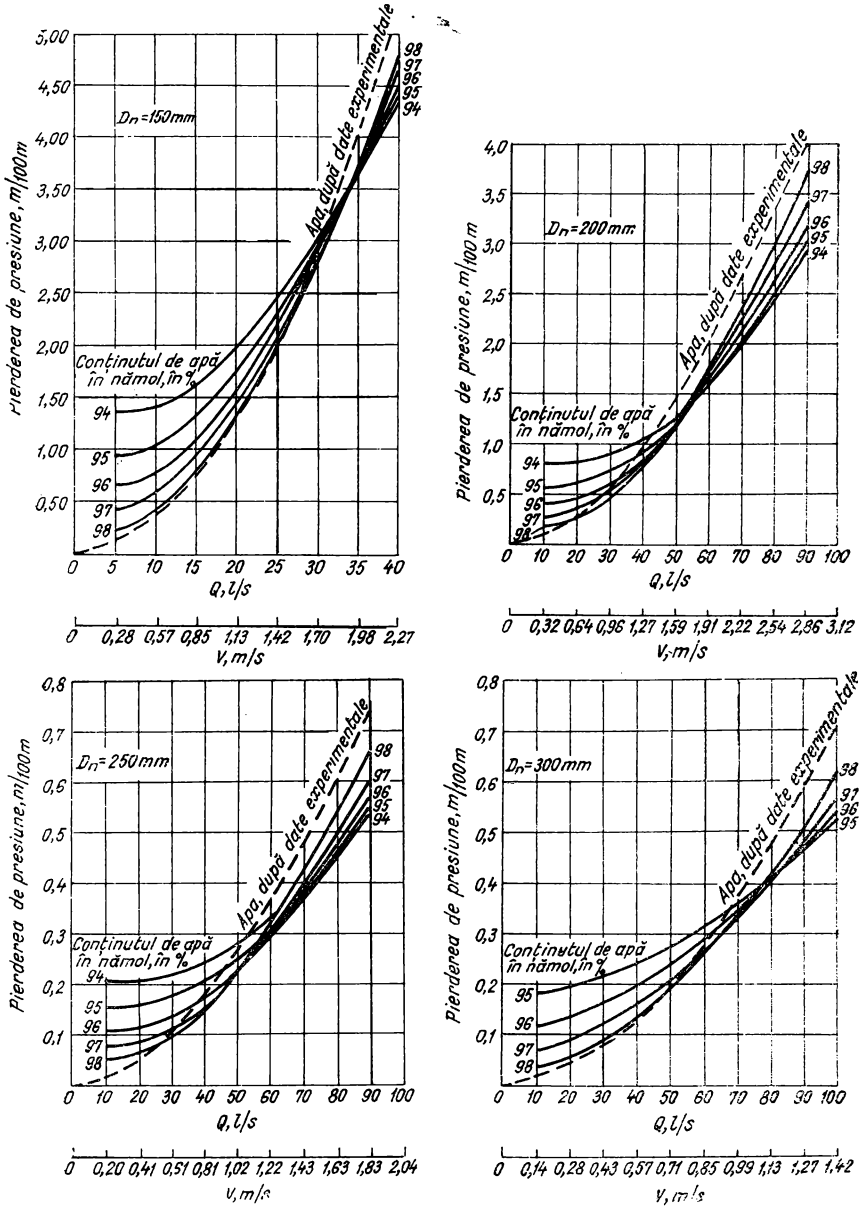



Fig. XXV.117. Nomograme pentru calculul conductelor de nămol.

La tipul Airazur-Degrémont normele de calcul sînt :
— capacitatea de oxidare 1—1,5 kg $OBN_{20}$/zi·m³ capacitate totală ;
— capacitatea de oxidare 4—5 kg $OBN_{20}$/zi·m³ de zonă de aerare propriu-zisă ;
— suprafaţa zonei de decantare 40 % din debitul orar, în m³.

Lăţimea zonei de decantare se stabileşte la jumătatea adîncimii utile a bazinului de aerare, la debitul maxim şi la viteza maximă de 1,80 m/h.

Nămolul în exces se poate îndepărta fie din partea de aerare sau din aceea de decantare. Reziduul fix reprezintă 120 g/m³ lichid.

9.7.1.4. *Decantoare secundare.* Decantoarele secundare se dimensionează pe baza parametrilor din tabelul XXV.48.

*Tabelul XXV.48*

**Caracteristicile decantoarelor secundare**

| Decantoare secundare după : | Durata de sedimentare la decantoare, h | | Viteza maximă la decantoare mm/s | |
|---|---|---|---|---|
| | Orizontale sau radiale | Verticale | Orizontale sau radiale | Verticale |
| Filtre biologice de mică încărcare | 0,75 | 0,75 | 5,00 | 0,50 |
| Filtre biologice de mare încărcare | 1,50 | 1,50 | 5,00 | 0,50 |

9.7.1.5. *Concentratoare de nămol.* Concentratoarele de nămol se fac, de obicei, ca decantoare verticale şi radiale.

Debitul de calcul maxim orar se stabileşte cu relaţia :

$$Q_{max} = \frac{e_{max}\, Q}{24\, c} \text{ [m}^3\text{/h]}, \qquad \text{(XXV.125)}$$

în care : $Q_{max}$ este debitul maxim de nămol activat în exces, în m³/h ;
$e_{max}$ — cantitatea de nămol activat în exces, în g/m³ (v. tabelul XXV.47) ;
$Q$ — debitul apelor uzate, în m³/zi ;
$c$ — concentraţia nămolului activat în exces 3—10 g/dm³.

În cazul în care în staţia de epurare nămolul activat se foloseşte la preaerare şi bicoagulare, cantitatea ce se concentrează se reduce corespunzător (aproximativ 50 %).

9.7.2. **Aerarea mecanică a apelor.** Aerarea mecanică se realizează prin mai multe sisteme care se pot grupa în dispozitive cu stropire (de suprafaţă), cu palete şi cu diferenţe de presiune hidraulică.

*Aeratorul cu rotor constă* dintr-un rotor sau un disc orizontal, pe care sînt montate palete, puţin cufundate sub suprafaţa în repaus a apei, care este rotit în jurul unui ax vertical producînd o puternică mişcare a apei care favorizează pulverizarea ei şi deci mărirea suprafeţelor care vin în contact cu aerul.

*Aerarea prin palete* se realizează prin agitarea apei cu ajutorul unor palete ce se rotesc cu ajutorul unui motor electric pe un ax vertical, situat aproximativ la jumă-

tatea înălțimii bazinului de aerare; alteori, turbina este rotită într-un tub ca la sistemul Simplex, mult folosit în Anglia (fig. XXV.118).

*Periile Kessener* cu capacități de oxidare diferite în funcție de tipul de perie, lungimea periei și energia electrică necesară (fig. XXV.119).

9.7.3. **Aerarea mixtă a apei.** Aerarea mixtă se poate realiza prin combinarea aerării cu aer comprimat cu aerarea mecanică sau a două sisteme de aerare mecanică (fig. XXV.120).

## 9.8. DEZINFECTAREA APEI

Dezinfectarea apei este o operație necesară pentru distrugerea bacteriilor patogene.

Dezinfectarea se practică la ape epurate biologice precum și în cazuri speciale (dispensare, policlinici etc.) la cele epurate mecanic precum și pentru acțiuni dezinfectante necesare pentru buna desfășurare a însăși proceselor de epurare. În acest sens se poate distinge dezinfectarea bacteriologică și dezinfectarea tehnologică.

9.8.1. **Dezinfectarea bacteriologică.** Dezinfectarea apelor uzate se produce parțial și în filtrele biologice și în bazinele cu nămol activ unde se realizează o reducere a bacteriilor cu 95%. Această reducere este însă deseori insuficientă. În mod natural, protecția practic totală a emisarului se poate realiza numai prin cîmpuri de irigație și de infiltrație. În mod artificial se pot obține dezinfectări pînă la 99%.

Dozele de clor calculate după debitul maxim orar de ape uzate sau epurate se recomandă:

— la epurarea mecanică numai la cererea expresă a Inspecției teritoriale pentru Sănătate și Protecția muncii;

— la epurarea biologică incompletă în filtre biologice de mare încărcare și în bazine cu nămol activat cu epurare incompletă pentru 15 g/m³, iar la epurarea completă în filtre biologice obișnuite sau turn pentru 8—10 g/m³ (poate fi introdus în decantorul secundar), la bazinele cu nămol activat cu epurare completă (necesită bazine de contact) pentru 8—10 g/m³.

În funcție de consumul de clor dezinfectarea se realizează:

— pentru un consum de clor pînă la 40 kg/zi cu clor lichid sau cu clorură de var;

— pentru un consum de clor peste 50 kg/zi numai cu clor lichid.

Pentru amestecul soluției de clor cu apa uzată se folosesc canale cu șicane; numărul acestora trebuie să fie cel puțin 5, iar viteza de trecere prin locurile înguste minimum 0,8 m/s.

Cantitatea de depuneri din bazinele de contact trebuie să se ia după tratarea folosită și anume:

| | |
|---|---|
| — epurarea mecanică | 0,08 l/om·zi; |
| — epurarea biologică totală în bazine de aerare | 0,03 l/om·zi; |
| — în filtre biologice | 0,05 l/om·zi. |

Umiditatea depunerilor este de 96%.

Nămolul reținut se supune fermentării, în amestec cu celelalte nămoluri din stație.

9.8.2. **Dezinfectarea tehnologică.** În stația de epurare, pe lîngă dezinfectarea bacteriologică, clorul mai poate avea diferite alte folosințe dezinfectante. Astfel, prin tratarea cu clor a apelor uzate se mai obține reducerea OBN, reducerea mirosurilor neplăcute, reducerea coroziunii, colmatării și formarea bulgărilor de nămol, a spumei și prevenirea putrefacției în timpul îngroșării nămolului.

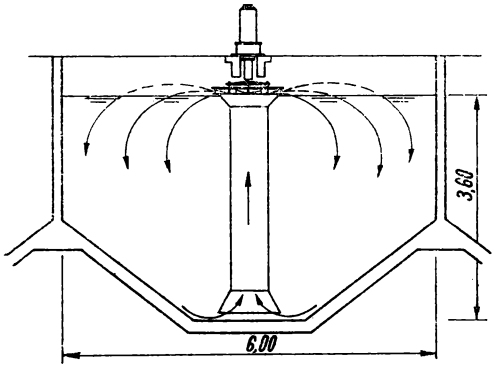



Fig. XXV.118. Aerator sistem SIMPLEX.

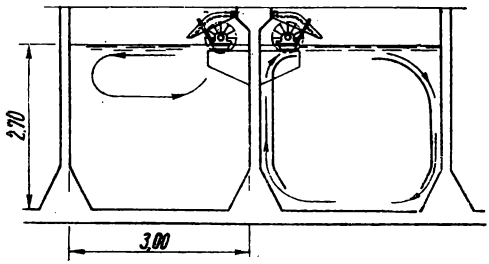



Fig. XXV.119. Bazine cu perii KESSENER.

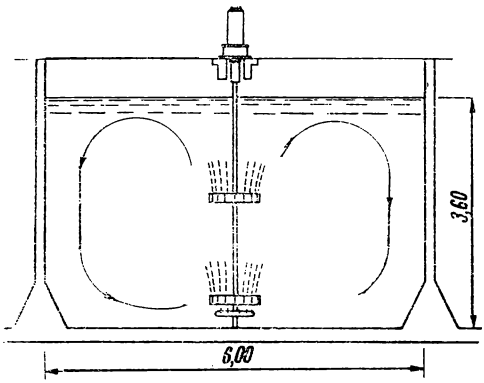



Fig. XXV.120. Aerator sistem DORRCO (aerare mixtă).

Dezinfectarea cu clorură de var se realizează prin introducerea în apa epurată a unei soluții cu concentrația de cel mult 2,4% clor.

*Dezinfectarea cu clor gazos* se realizează prin introducerea în apa epurată fie a clorului direct (soluție mai puțin obișnuită) fie a soluției de clor cu concentrație maximă de 2,9%.

Depozitul de clor se dimensionează pentru consumul a 15—30 zile, în funcție de condițiile de transport al clorului.

*Dezinfectarea prin radiații* se realizează din ce în ce mai mult [1]. Concentrația în coli a fost redusă cu 99% la o doză de 50 000 rep. [2] și o siguranță deplină la 100 000 rep. dezinfectare cu radiații $\gamma$. Spre deosebire de clor, acest proces de dezinfectare nu este influențat de *p*H al apei. Pentru comparație 1 000 000—3 000 000 rep. sînt necesare pentru sterilizarea celor mai multe produse alimentare. Iradierea cu raze $\gamma$ pentru sterilizarea 100% a apelor uzate și a nămolului necesită 2 000 000—5 000 000 rad [7].

## 10. PRELUCRAREA NĂMOLURILOR

În stațiile de epurare trebuie reținute aproape toate substanțele conținute în apele uzate, în acest scop folosindu-se diferite dispozitive. Substanțele reținute poartă diferite denumiri și anume:

— substanțe grosiere reținute prin grătare și site;

— substanțe grele cu nisipuri reținute prin deznisipatoare;

— grăsimi;

— nămoluri proaspete sau depuneri provenite din decantoarele primare sau de la tratările chimice, nămoluri activate după cum rezultă din decantoarele intermediare și finale (secundare), după filtre biologice, după bazinele de aerare;

— nămoluri fermentate care au fost supuse descompunerii prin fermentare, în fose septice, decantoare cu etaj, rezervoare și bazine de aerare;

— nămoluri deshidratate care și-au redus umiditatea în mod natural sau în instalații speciale pentru deshidratarea parțială;

— nămoluri incinerate, resturile rămase după incinerarea nămolurilor.

**Caracteristici speciale.** Pentru prelucrarea nămolurilor de mare importanță sînt: caracteristicile chimice, caracteristicile fizice, iar uneori, murdărirea bacterială a nămolurilor; dimensionarea construcțiilor și instalațiilor se face pe baza cantităților specifice de nămol în funcție de aceste caracteristici.

Compoziția chimică a nămolurilor precum și proprietățile substanțelor organice (considerate volatile) și minerale exprimate în procente de substanță uscată [44] sînt date în tabelul XXV.49 după datele din canalizările orașelor din U.R.S.S. și în tabelul XXV.50, după date din S.U.A. [1].

Conținutul în substanțe solide al apelor uzate menajere este apreciat variabil în diferite țări. Astfel, pentru nămolul la intrarea în stație:

---

[1] Ridenour C. M și Amoruster E. H. Journal American Water Works Association, iunie 1956.

[2] 1 rep. (roentgen equivalent physical) este unitatea prin care se măsoară absorbția unei doze de 93 ergi/g; 1 rad este absorbția a 100 ergi/g, diferența fiind neglijabilă, iar înlocuirea este admisibilă și preferată.

*Tabelul XXV.49*

**Conţinutul chimic al nămolurilor, în %, de substanţe uscate**

| Natura nămolului | Substanţe volatile (organice) | Substanţe minerale (cenuşă) | Hidraţi de carbon în azot | | | Fosfor $P_2O_5$ | Potasiu $K_2O$ | Grăsimi | Celuloză | Substanţe nedeterminate |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Celuloză | Hemiceluloză | Total azot | | | | | |
| Nămol proaspăt din decantoare primare | 72—90 | 28—10 | 8—12 | 13—25 | 2,40—3,50 | 0,60—1,70 | 0,20 | 14,00—17,00 | — | 33 |
| Nămol din decantoare secundare după filtre biologice (după Vostokov) | 76—65 | 24—35 | — | — | 5,52 | 3,09 | — | 5,97 | — | — |
| Nămol activat din decantoare secundare după bazine de aerare (după Stroganov) | 65—75 | 32—25 | — | — | 3,40 | 2,30 | 0,30—0,40 | 2,60 | — | — |
| Nămol fermentat din : | | | | | | | | | | |
| — decantoare cu etaj | 72—77 | 28—23 | — | — | 3,00—3,30 | 2—2,10 | 0,30 | 9,00—13,00 | 19—28 | — |
| — rezervoare de fermentare | 56—77 | 44—23 | 4—10 | 7—17 | 3,00—3,30 | 2,10—2,40 | — | 9,00—13,00 | — | 28—35 |

*Tabelul XXV.50*

**Conținutul chimic al nămolurilor, în % de substanțe uscate** [1]

| Substanțe conținute în nămoluri | Nămol | | |
|---|---|---|---|
| | Proaspăt | Fermentat | Activat |
| Substanțe volubile (organice) | 60,00—80,00 | 45,00—60,00 | 62,00—75,00 |
| Substanțe minerale (cenușă) totale | 20,00—40,00 | 40,00—55,00 | 25,00—38,00 |
| Cenușă insolubilă | 17,00—35,00 | 35,00—40,00 | 22,00—30,00 |
| Grăsimi și uleiuri | 7,00—35,00 | 3,00—17,00 | 5,00—12,00 |
| Proteine | 22,00—28,00 | 16,00—21,00 | 32,00—41,00 |
| Nitrat de sodiu | 1,00— 3,50 | 1,00— 4,00 | 4,00—7,00 |
| Fosfor $P_2O_5$ | 1,00— 3,50 | 0,50— 3,70 | 3,00—4,00 |
| Potasiu $K_2O$ | — | 0,40 | 0,86 |
| Celuloză și alte substanțe | 10,00—13,00 | 10,00—13,00 | 7,80 |
| $SiO_2$ | — | 15,00—16,00 | 8,50 |
| Fier | — | 5,40 | 7,10 |

[1] După F. M. Morgan și J. F. Thomson, Water and Sewage Works, 1 iunie 1955 și Manual of Practice, Vol. 2 Federation and Industrials Wastes Associations.

— în U.R.S.S., după SNIP II G—6-62 se ia 65 g/om · zi, cu prevedere de încă 5 g/om · zi pentru cazul în care se introduc și gunoaie; acesta revine a considera în nămolul din decantoarele primare, cel mult 25—40 g/om · zi;

— în S.U.A. se ia în mod obișnuit 90 g/om · zi cu tendința de a se spori cu circa 20%; indicîndu-se următoarele reduceri prin tratare [40]:

- decantoare primare 50—60%;
- floculare și sedimentare fără substanțe chimice 50—75%;
- floculare și sedimentare cu substanțe chimice 60—85%;
- filtre biologice de mare încărcare 75—85%;
- filtre biologice de mică încărcare 80—90%;
- bazine de aerare de mare încărcare 75—85%;
- bazine de aerare obișnuite 85—95%.

K. Imhoff indică pentru orașele din R. F. a Germaniei următoarele date medii pentru substanțe:

| Substanțe | Minerale | Organice | Totale |
|---|---|---|---|
| Sedimentabile | 20 | 40 | 60 |
| Nesedimentabile | 10 | 20 | 30 |
| Dizolvate | 50 | 50 | 100 |
| Total g/om·zi | 80 | 110 | 190 |

În urma observațiilor asupra diferitor instalații K. Imhoff a propus datele indicate n tabelul XXV.51.

*Tabelul XXV.51*

**Cantităţi de nămol**
(după K. Imhoff-Taschenbuch der Stadtentwässerung. VEB, Verlag Technik, Berlin, 1962)

| Natura nămolului | Substanţele uscate | | Umidi-tatea % | Cantităţile de nămol l/om·zi |
|---|---|---|---|---|
| | g/om·zi | % | | |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| **A. Din decantoare şi spaţii de fermentare** | | | | |
| Proaspăt, extras de sub apă din decantoare verticale | 54 | 2,50 | 97,50 | 2,16 |
| Proaspăt, care prin pompare este separat de apa în care s-a depus [1] | 54 | 5,00 | 95,00 | 1,08 |
| Fermentat umed | 34 | 13,00 | 87,00 | 0,26 |
| Fermentat şi uscat în aer liber cu conţinut de aer | 34 | 45,00 | 55,00 | (0,17) |
| **B. După filtre biologice şi spaţii de fermentare [1]** | | | | |
| Din decantoare secundare | I 13 | 8,00 | 92,00 | 0,16 |
| | II 20 | 5,00 | 95,00 | 0,40 |
| Proaspăt, din decantoare primare şi secundare, amestecat | I 67 | 5,50 | 94,50 | 1,22 |
| | II 74 | 5,00 | 95,00 | 1,48 |
| Amestecat, fermentat, umed | I 43 | 10,00 | 90,00 | 0,43 |
| | II 48 | 10,00 | 90,00 | 0,48 |
| Amestecat, fermentat, uscat | I 43 | 45,00 | 55,00 | (0,17) |
| | II 48 | 45,00 | 55,00 | (0,19) |
| **C. După bazine de aerare şi spaţii de fermentare** | | | | |
| În exces, proaspăt pompat | I 31 | 0,70 | 99,30 | 4,43 |
| | II 25 | 2,50 | 97,50 | 1,00 |
| În exces, în consistenţa cu care se separă după 30 min de sedimentare într-o probă de apă luată din bazinul de aerare | I 31 | 1,50 | 98,50 | 2,07 |
| | II 25 | 5,00 | 95,00 | 0,50 |
| În exces, proaspăt, amestecat cu nămol din decantoare primare | I 85 | 4,50 | 95,50 | 1,87 |
| | II 79 | 7,00 | 93,00 | 1,13 |
| Amestecat, fermentat | I 55 | 7,00 | 93,00 | 0,79 |
| | II 52 | 10,00 | 90,00 | 0,52 |
| Amestecat, fermentat uscat în aer liber (aerat) | I 55 | 45,00 | 55,00 | (0,23) |
| | II 52 | 45,00 | 55,00 | (0,23) |

[1] La decantoare cu etaj.
[2] I, II — de mică şi mare încărcare.

*Tabelul XXV.52*

**Cantităţile de nămoluri menajere de om/zi**

| Natura depunerilor | Timpul de trecere h | Cantităţile de depuneri | | Umiditatea, % | Greutatea volumetrică, t/m³ |
|---|---|---|---|---|---|
| | | În substanţe uscate (reziduuri) totale g | În depuneri umede l | | |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Reţineri pe grătare cu interspaţii de 15—20 mm (substanţe grosiere) curăţite : | | | | | |
| — manual | — | 2,10—1,70 | 0,014—0,011 | 80,00 | 0,750 |
| — mecanic | — | 2,60—2,10 | 0,016—0,014 | 80,00 | 0,750 |
| Nisipuri (substanţe grele) depuse în deznisipatoare : | | | | | |
| — orizontale şi verticale | — | 12,00 | 0,020 | 60,00 | 1,500 |
| — cu deschideri de fund | — | 6,00 | 0,010 | 60,00 | 1,500 |
| Grăsimi (substanţe plutitoare) depuse în decantoare sau separatoare de grăsimi | — | 1,00—2,00 | 0,040—0,080 | 60,00 | 0,600 |
| Nămoluri proaspete din decantoare primare : | | | | | |
| — orizontale | 0,5 | 25,00 | 0,500 | 95,00 | 1,004—1,010 |
| — verticale | 1 | 30,00 | 0,600 | 95,00 | 1,004—1,010 |
| — radiale | 1,5 | 35,00—40,00 | 0,700—0,800 | 95,00 | 1,004—1,010 |
| Nămoluri din decantoare secundare : | | | | | |
| — după filtre biologice | 0,75 | 8,00 | 0,200 | 96,00 | 1,004—1,010 |
| — după filtre biologice de mare încărcare cu epurare completă | 1,5—2 | 20,00 | 0,500 | 96,00 | 1,004—1,010 |
| — după decantoare intermediare la epurare cu filtre biologice de mare încărcare în două trepte | 1—1,5 | 12,00 | 0,300 | 96,00 | 1,004—1,010 |

*Tabelul XXV.52* (continuare)

| Natura depunerilor | Timpul de reținere h | Cantitățile de depuneri | | Umiditatea, % | Greutatea volumetrică t/m³ |
|---|---|---|---|---|---|
| | | În substanțe uscate (reziduuri) totale g | În depuneri umede l | | |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Nămoluri activate, în exces : | | | | | |
| — din decantoare secundare după bazine de aerare, cu epurare completă sau incompletă | 1,5 | 20,00—32,00 | 2,50—4,00 | 99,20 | 1,001—1,001 |
| — după concentratoare de nămol | — | 20,00—32,00 | 0,67—1,07 | 97,00 | 1,003—1,001 |
| Nămoluri fermentate : | | | | | |
| — din decantoare cu etaj | Reducerea substanțelor cu 40 % | 30,00 | 0,300—0,600 | 90,00 — 95,00 | 1,020—1,001 |
| — din fose septice | Idem 25 % | 30,00—33,00 | 0,300—0,330 | 90,00 | 1,009—1,020 |

În țara noastră cercetările făcute au indicat pentru ape uzate orășenești cifre care se apropie de cele date de K. Imhoff.

În lipsa unor analize de laborator, pentru calculul substanțelor din apele uzate menajere conform STAS 1846-65 se pot lua datele din tabelul XXV.52. Pentru stația de epurare a orașului București s-au considerat substanțe totale de 90 g/om · zi din care volatile 60 g/om · zi.

*Metodele de prelucrare* diferă după cantitățile de nămol ce trebuie să fie supuse acestor operații și după condițiile locale și constau din: fermentare, concentrare, deshidratare și incinerare.

## 10.1. FERMENTAREA NĂMOLURILOR

Prin fermentarea nămolurilor se înțelege descompunerea substanțelor organice complexe pe care le conțin în substanțe mai simple (solide, lichide sau gaze). Fermentarea nămolurilor se face sub acțiunea bacteriilor aerobe și anaerobe, putînd fi acidă sau alcalină (numită și metanică, principalul produs gazos al fermentării fiind metanul).

În stațiile de epurare pentru descompunerea nămolurilor se folosește în general fermentarea alcalină anaerobă. Procesele anaerobe de fermentare a nămolurilor sînt complexe și încă numai parțial cunoscute. Temperatura constituie un element determinant în procesele de fermentare. La temperatura de 6—16°C are loc fermentarea criofilă (rece), care durează timp îndelungat, (v. tabelul XXV.31); mezofilă între 17 și 37°C și termofilă peste 37°C. În fig. XXV.121 sînt arătate după K. Imhoff, duratele de fermentare în funcție de temperatură.

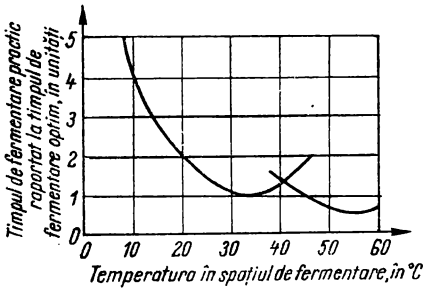



Fig. XXV.121. Durata de fermentare în funcție de temperatură (după K. Imhoff).

În practica actuală de proiectare a stațiilor de epurare pentru cantități de nămol corespunzătoare la cel mult 10 000 $m^3$/zi·apă uzată, acolo unde se aplică decantoare cu etaj, fermentarea este criofilă; fermentarea mezofilă se aplică aproape în toate cazurile în timp ce fermentarea termofilă se folosește cu totul excepțional în cazul unor amestecuri cu ape uzate industriale, al căror nămol nu poate fi altfel descompus. Alegerea unuia din aceste sisteme de fermentare trebuie să se bazeze pe calcule tehnico-economice.

Pentru fermentarea mezofilă se recomandă ca cifră orientativă durata de fermentare de 20 zile pentru nămolul proaspăt din decantoarele primare în amestec cu nămolul reținut în treapta de epurare biologică și neapărat în condiții corespunzătoare de înzestrare a spațiului de fermentare.

În rezervoare de fermentare, posibilitatea maximă de fermentare se stabilește pe baza analizelor de laborator. În lipsa unor asemenea experimentări se poate lua :

$$a = (0{,}92\ g + 0{,}62\ c + 0{,}34\ b)\ 100, \qquad \text{(XXV.126)}$$

în care : $a$ este procentul de reducere maximă; pentru nămoluri din decantoare primare se ia 53 %, pentru nămol activat în exces — 44 %, iar pentru amestecul diferitelor nămoluri media ponderată;

$g$, $c$, $b$ — cantitățile de grăsimi, hidrați de carbon și proteine, în g la 1 g de substanțe organice.

Anumite săruri de metale și alte substanțe au efecte inhibatorii asupra fermentărilor. A. Horos [25] în urma unor cercetări efectuate pe rezervoare de fermentare experimentale a stabilit următoarele limite admisibile de concentrație :

— în cazul prezenței unui singur metal : crom hexavalent 3 g/$m^3$; crom trivalent 25 g/$m^3$, cupru 20 g/$m^3$, plumb 50 g/$m^3$;

— pentru amestecuri de mai multe metale : crom hexavalent 1 g/m³, cupru 75 g/m³, plumb 25 g/m³ ;

— pentru fenoli nu s-au constatat efecte perturbatoare la concentrații sub 50 g/m³.

Doza de încărcare se stabilește față de volumul util al spațiului de fermentare și reprezintă inversul duratei de fermentare înmulțită cu 100 (în procente) ; cînd durata este de 12 zile încărcarea este de 8,3 %, iar cînd durata este de 18 zile încărcarea este de 5,5 %.

Reducerea substanțelor organice, în %, la limita tehnică de fermentare este indicată în tabelul XXV.53.

*Tabelul XXV.53*

**Reducerea necesară, în %, a substanțelor organice în limita tehnică de fermentare**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1) Substanțe minerale în nămol proaspăt | 20,00 | 25,00 | 30,00 | 35,00 | 40,00 | 45,00 | 50,00 | 55,00 |
| 2) Substanțe organice în nămol proaspăt | 80,00 | 75,00 | 70,00 | 65,00 | 60,00 | 55,00 | 50,00 | 45,00 |
| 3) Reducerea substanțelor organice față de totalul substanțelor organice | 85,00 | 75,00 | 65,50 | 55,00 | 46,00 | 36,50 | 18,00 | — |
| 4) Reducerea substanțelor organice în raport cu cantitatea totală de substanțe uscate (reziduu total) | 68,00 | 56,20 | 45,80 | 36,10 | 27,60 | 20,10 | 9,00 | — |
| 5) Restul de substanțe organice nefermentate raportate la cantitatea totală de substanțe | 12,00 | 18,80 | 24,20 | 28,90 | 32,40 | 34,90 | 41,00 | 45,00 |
| 6) Substanțe organice rămase în nămolul fermentat în procente din totalul substanțelor conținute în nămolul fermentat $\left[\frac{(5)}{(1)+(5)} \cdot 100\right]$ | 37,50 | 43,00 | 44,60 | 45,20 | 44,80 | 43,70 | 45,00 | 45,00 |

Încărcarea cu nàmol se poate face continuu sau intermitent. La spațiile de fermentare legate de apele uzate (iazuri de nămol, fose septice, decantoare cu etaj) alimentarea se face continuu.

Evacuarea nămolului se face la perioade diferite, în funcție de felul construcției pentru fermentare.

*Schemele de fermentare* se pot realiza într-o singură treaptă, în două sau în mai multe trepte, de mare încărcare.

Fermentarea într-o singură treaptă cuprinde realizarea celor două etape în aceeaşi construcţie : iaz de nămol, fose septice, decantor cu etaj, rezervor sau bazin de fermentare.

Fermentarea în două sau în mai multe trepte se realizează în rezervoare de fermentare sau în construcţii diferite adică în rezervor urmat de iaz sau în bazin de fermentare.

10.1.1. **Iazuri de nămol (lagune)**. Iazurile de nămol din S.U.A şi R.F. a G. numite şi lagune sînt construcţii în care se introduce nămolul pentru fermentare, deshidratare sau depozitare finală pe timp nedefinit.

Ele diferă prin calitatea apelor de iazurile biologice în care apa conţine o mare cantitate de oxigen.

Iazurile de nămol constituie în general o soluţie puţin obişnuită pentru fermentarea nămolurilor deoarece necesită suprafeţe mari, produc mirosuri urîte şi constituie sursă de infecţie pentru mediul înconjurător. Ele pot constitui însă soluţii intermediare pînă la construirea unor instalaţii avantajoase pentru fermentarea nămolurilor. În mare măsură, mirosul poate fi redus îngrijind să existe în permanenţă acoperire cu apă şi să nu se distrugă crusta de nămol ce se formează.

10.1.2. **Fose septice**. Fosele septice sînt bazine realizate din cărămidă, beton sau beton armat în care este introdusă apa uzată ; nămolul depus rămîne timp de 6 luni pînă la 1 an, astfel încît fermentează pe loc. Nămolul fermentat se evacuează cu autocisterne vidanjoare şi se transportă în locuri de depozitare finală. Fosele septice se acoperă cu un strat de pămînt în grosime de 0,50—1,00 m spre a se feri de îngheţ.

Fosele septice sînt caracteristice pentru epurarea apelor uzate cu debite foarte mici, respectiv sub 50 m³/zi şi ca staţii de preepurare.

Construcţia diferă după mărimea debitului şi după natura pămîntului de fundaţie ; pentru debite sub 1 m³/zi se folosesc fose cu o singură cameră ; între 1 şi 10 m³/zi — cu două camere, peste 10 m³/zi cu trei camere (fig. XXV.122), ultima umplîndu-se uneori

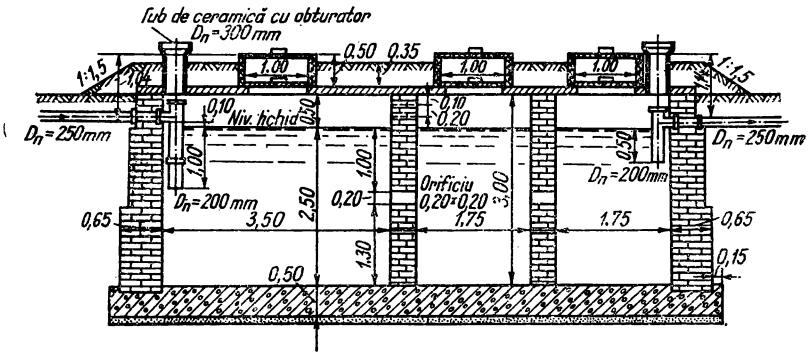



Fig. XXV.122. Fosă septică (I.P.A.C.H.).

cu cocs sau cu alte materiale cu granule mari spre a servi şi ca filtru biologic (deşi nu cu prea mare succes). În pămînturi macroporice sensibile la înmuiere, fosele se construiesc din beton armat.

Volumul util se calculează pentru partea de decantare a apei şi pentru partea de epurare a nămolului; peste acestea se lasă un spaţiu cu înălţimea de 0,40 m pentru aerare. Pentru debite pînă la 10 $m^3$/zi, volumul util se ia egal cu de 3 ori cantitatea de apă intrată zilnic dacă evacuarea depunerilor se face o dată pe an şi de 2,6 ori dacă depunerile se evacuează de două ori pe an.

10.1.3. **Decantoare cu etaj.** Decantoarele cu etaj, descrise mai înainte se pot asocia cu iazuri de nămol. În această situaţie, dacă după decantoare urmează o treaptă de epurare biologică, nămolul din decantoarele secundare se trimite direct în iaz; ca urmare nu mai este necesară majorarea cu 50% a spaţiului de nămol din decantoarele cu etaj.

10.1.4. **Rezervoare de fermentare.** Rezervoarele de fermentare a nămolurilor constituie în prezent soluţia cea mai obişnuită pentru fermentarea nămolurilor în staţii de epurare cu aproximativ peste 10 000 $m^3$/zi. Ele se construiesc separat de construcţiile în care s-au format nămolurile şi, în general, colectează nămolurile produse în întreaga staţie de epurare.

Fermentarea este anaerobă. Pentru aceasta, rezervoarele sînt încălzite artificial, corespunzător condiţiilor urmărite: mezofilă, la temperatura de 27—35°C sau termofile, la temperatura de 50—60°C.

Din fermentarea nămolului introdus în rezervor rezultă trei produse principale: gaze, nămol fermentat şi apă de nămol.

*Gazele* care se produc depind de gradul de fermentare, de compoziţia nămolului şi de temperatură.

Toţi specialiştii sînt de acord că o bună fermentare este dependentă de amestecarea raţională a nămolului şi de realizarea unei temperaturi optime în rezervorul de fermentare.

Crusta de nămol care se formează la ape uzate menajere şi la unele ape uzate industriale cu grăsimi, păr şi fibre trebuie distrusă deoarece ea ocupă inutil spaţiul de fermentare, împiedică evacuarea gazelor şi amestecul nămolului, frînînd astfel buna fermentare.

Fermentarea este considerată normală (bună) de Babbit şi Baumann atunci cînd sînt realizaţi următorii indici calitativi şi cantitativi în rezervorul de fermentare:

— *metanul* trebuie să reprezinte în gazele evacuate 55—75%, iar suma volumelor de gaze $CH_4 + CO_2$ este de 95% din totalul gazelor produse;

— *substanţele solide* în nămolul fermentat trebuie să fie circa 15% şi optim 8% din care substanţe organice circa 50%;

— *p*H-ul nămolului fermentat trebuie să fie 7—8; la 6,5—6,0 fermentarea este inhibată, iar la 4,5—4 încetează;

— *acizii organici* trebuie să fie sub 2 000 g/$m^3$;

— *alcalinitatea* trebuie să fie peste circa 2 500 g/$m^3$, cînd în nămolul proaspăt este de 1 500—2 000 g/$m^3$;

— *grăsimile* trebuie să fie practic absente din nămol;

— *aspectul nămolului* fermentat trebuie să fie negru, uşor deshidratabil, viscos şi inofensiv ca miros.

*Rezervoarele de fermentare se construiesc* (alcătuiesc) din beton armat monolit, prefabricat sau pretensionat, unele avînd acoperiş metalic.

Forma care se atribuie acestor rezervoare este cilindrică (fig. XXV.123), pentru capacităţi de la 500 pînă la 5 000 $m^3$, iar pentru capacităţi mai mari (aproape pînă la 8 500 $m^3$), forma de pară, astfel încît să se obţină o cît mai uşoară amestecare a nămolului şi cît mai reduse spaţii moarte (fig. XXV.124). Diametrul rezervoarelor circulare se face de 6—35 m. Înălţimea pereţilor verticali se face de 4—7 m, iar fundul se realizează cu înclinare de minimum 1:12, cînd rezervorul are mecanisme pentru amestecul nămolului.

Instalaţia de încălzire trebuie să asigure, la fermentarea mezofilă, temperatura de 30°C. Încălzirea nămolului se poate obţine prin mai multe metode; ele se asociază cu preîncălzirea nămolului. Metoda curentă întrebuinţată în ţara noastră este aceea

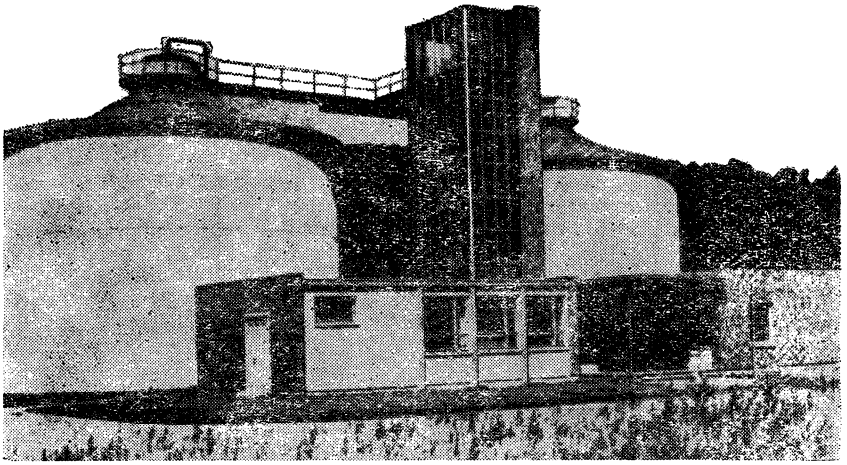


Fig. XXV.123. Rezervor cilindric de fermentare metanică.

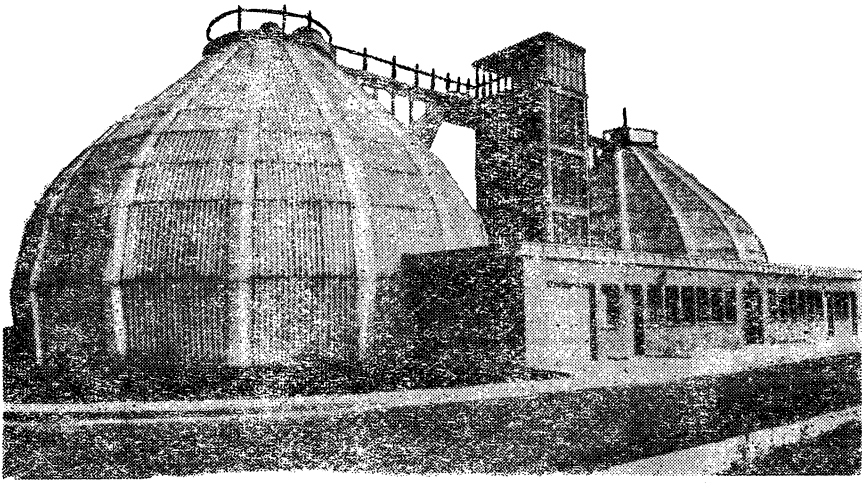


Fig. XXV.124. Rezervor de fermentare în formă de pară.

de încălzire cu apă caldă cu schimbătoare de căldură montaţi în exterior care pot fi tubulari (fig. XXV.125) sau circulari (fig. XXV.126).

Combaterea formării crustei de nămol se poate obţine prin diferite mijloace ca în fig. XXV.127.

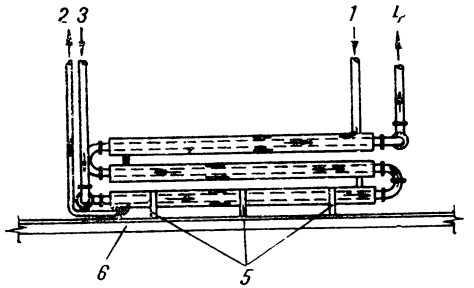



Fig. XXV.125. Schimbător de căldură tubular:
*1* – intrare apă caldă; *2* – ieşire apă caldă; *3* – intrare nămol; *4* – ieşire nămol; *5* – brăţări metalice de susţinere; *6* – planşeu peste staţia de pompare.

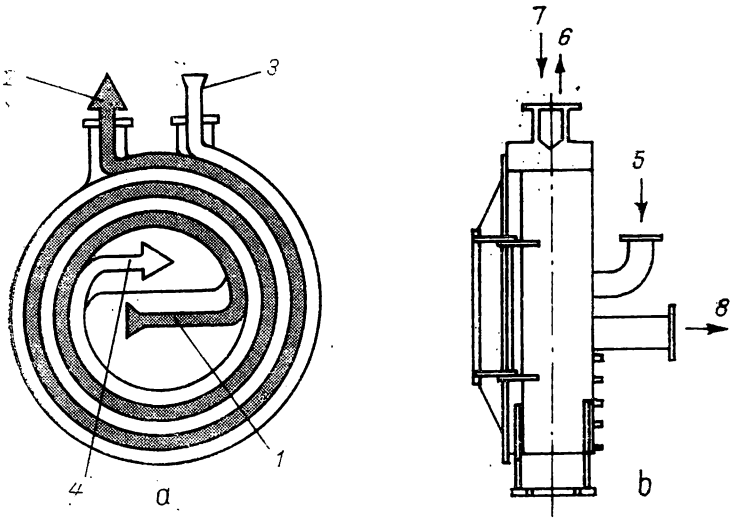



Fig. XXV.126. Schimbător de căldură circular:
*a* – schemă de funcţionare; *b* – vedere laterală; *1* – intrare apă caldă; *2* – ieşire apă rece; *3* – intrare nămol rece; *4* – ieşire nămol încălzit; *5* – apă caldă; *6* – apă rece; *7* – nămol rece; *8* – nămol cald.

Instalațiile auxiliare sînt necesare pentru evacuarea nămolului, evacuarea apei de nămol, captarea și evacuarea gazelor, măsurarea temperaturii, a nivelurilor, trimiterea nămolului fermentat la treapta a doua sau la deshidratare etc.

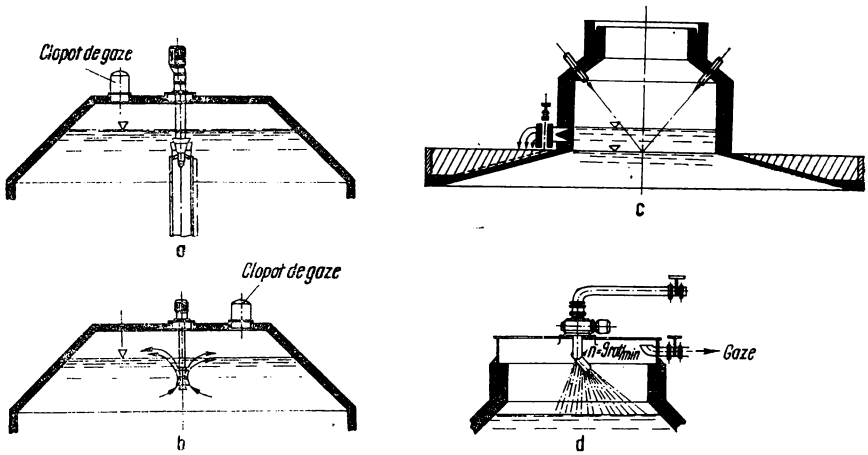



Fig. XXV.127. Aparate pentru distrugerea crustei de nămol:
*a* — prin tuburi verticale; *b* — prin rotor; *c* — prin jeturi simple; *d* — prin jeturi rotative.

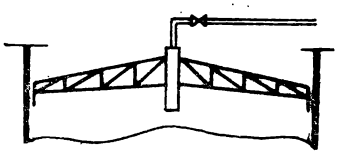


Fig. XXV.128. Rezervor de fermentare cu acoperiș plutitor.

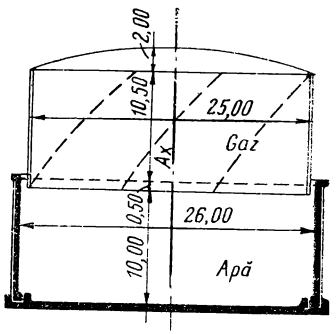



Fig. XXV.129. Rezervor de gaze.

Colectarea gazelor se face de obicei printr-un clopot metalic amplasat la partea superioară a rezervorului de fermentare; pentru a împiedica ieșirea gazelor se face o închidere cu garnituri de cauciuc, fie o închidere hidraulică, amplasînd clopotul de gaze într-un cilindru care se umple cu apă (fig. XXV.128).

Clădirea mecanismelor (numită și camera vanelor) servește pentru instalarea vanelor, pompelor, a schimbătoarelor de căldură (la încălzirea prin exterior), vaselor

de dozare (unul pentru primirea nămolului proaspăt și al doilea pentru primirea nămolului fermentat trimis spre deshidratare sau a apei de nămol spre decantorul primar), tabloului dispecer al funcționării rezervoarelor etc.

Asemenea clădiri se construiesc în vecinătatea rezervoarelor de fermentare, fie juxtapuse, cu perete comun cu rezervoarele, fie izolate (v. fig. XXV.123 și XXV.124).

Rezervoarele de gaze sînt necesare acolo unde gazele se valorifică, iar debitul gazelor produse este diferit de cel care se consumă. Rezervoarele de gaze se fac din metal, cu forme și capacități variabile de la 100 pînă la 30 000 m³.

În fig. XXV.129 este arătată schița unui rezervor de gaze.

Înainte de a fi trimise în rezervoare sau la alte utilizări, gazele trebuie purificate, eliminîndu-se $H_2S$ în exces (peste 0,1—0,2 g/l).

*Dimensionarea tehnologică* a rezervoarelor de fermentare constă în determinarea volumului de fermentare și a dozei de încărcare zilnică, a volumului de gaze evacuat, duratei de fermentare, cantității de căldură, dimensiunilor vaselor de dozare, instalațiilor de amestec a nămolului, instalațiilor de transport a nămolului, gazelor și agenților termici, inclusiv a pompelor și stabilirea aparatelor de măsură și control.

Volumul rezervorului de fermentare se dimensionează prin diferite metode, dintre care recomandăm pe aceea bazată pe încărcarea cu substanțe organice.

Desfășurarea calculelor (pentru un debit de ape uzate tratate în stația de epurare de $Q$ m³/zi) este următoarea:

— se stabilește greutatea totală a suspensiilor din nămolul proaspăt $N_d$, pe baza analizelor care dau concentrația totală în suspensii a reziduului total $s$, în kg/m³ · zi, sau a normelor pe locuitor (exemplu 40 g/om · zi) cu relația:

$$N_d = a\, sQ, \tag{XXV.127}$$

în care $a$ este procentul de reducere prin epurare mecanică (50—60 %);

— se calculează volumul acestor suspensii:

$$V_d = N_d \frac{100}{100-d}, \tag{XXV.128}$$

în care $d$ este umiditatea nămolurilor (95—96 %) în starea în care se introduce în rezervorul de fermentare;

— greutatea substanței uscate din nămolul activat în exces se stabilește după relația:

$$N_{ex} = [(1 - a)\ s\ d - b]\ Q\ [\text{t}], \tag{XXV.129}$$

iar volumul său (v. tabelul XXV.47):

$$V_{ex} = \frac{N_{ex}\ 100}{100 - d}\ [\text{m}^3]; \tag{XXV.130}$$

— încărcarea totală a rezervorului de fermentare în substanțe uscate $N_r$ este dată de relația:

$$N_r = N_d + N_{ex}\ [\text{t}]; \tag{XXV.131}$$

sau în volume:

$$V_r = V_d + V_{ex}; \tag{XXV.132}$$

— umiditatea medie a nămolului $U_m$ se calculează cu relaţia :

$$U_m = 100\left(1 - \frac{N_r}{V_r}\right); \qquad \text{(XXV.133)}$$

— cantitatea de substanţe uscate $C_0$ cu umiditatea higroscopică de 6% considerînd că aceste minerale reprezintă un procent $c$ (de exemplu 75%) din cantitatea totală de substanţă uscată existentă în nămolul supus fermentării va fi :

$$C_0 = 0{,}94\ c\ N_r\ [\text{t}]; \qquad \text{(XXV.134)}$$

— corespunzător cantităţii $C_0$ şi pentru o anumită reducere a substanţelor organice, din diagrama reprezentată în fig. XXV.130, *a* se alege doza zilnică $D_z$ de încărcare, în kg/m³ · zi.

Volumul rezervorului de fermentare $V$ se determină considerînd greutatea volumetrică $g_v$ a nămolului conform tabelului XXV.47 pentru gradul de descompunere ales :

$$V = \frac{C_0\ 1000}{D_z} \cdot \frac{1}{g_v}\ [\text{m}^3]. \qquad \text{(XXV.135)}$$

Pentru alte doze de încărcare, gradul de descompunere se schimbă conform diagramei, implicit, volumul rezervorului de fermentare.

Doza de încărcare se stabileşte printr-un calcul tehnico-economic ţinînd seama că : prin creşterea dozei se micşorează volumul rezervorului însă se micşorează gradul de descompunere al substanţelor organice astfel încît se amplifică volumul instalaţiilor de deshidratare şi evacuare a nămolului ; prin micşorarea dozei de nămol creşte volumul rezervorului de fermentare şi se reduce acela al instalaţiilor de deshidratare.

Volumul de gaze evacuat se poate stabili pe baza diagramei din fig. XXV.130, *b*.

Cantitatea de căldură ce trebuie furnizată în rezervoarele de fermentare se stabileşte ţinînd seama de necesarul pentru încălzirea nămolului, de pierderile de căldură prin pereţii rezervorului şi de pierderile prin radiaţia din conducte, de încălzirea clădirii mecanismelor şi de alte instalaţii.

*Încălzirea nămolului proaspăt* necesită cantitatea de căldură $Q_1$ :

$$Q_1 = Q_N(\theta - \theta_0)\ [\text{kcal/h}], \qquad \text{(XXV.136)}$$

în care : $Q_n$ este cantitatea de nămol proaspăt introdusă în rezervor, în l/h ;

$\theta$ — temperatura de calcul în rezervor ;

$\theta_0$ — temperatura nămolului proaspăt.

Pierderile de căldură prin pereţi $Q_2$ se calculează conform normelor :

$$Q_2 = (\theta_i - \theta_e)\Sigma k_c A\ [\text{kcal/h}], \qquad \text{(XXV.137)}$$

în care : $\theta_i$, $\theta_e$ sînt temperaturile din interiorul rezervorului şi din exterior ;

$A$ — suprafaţa expusă pierderilor de căldură ;

$\Sigma k_c$ — coeficientul convenţional de pierdere de căldură corespunzător zonei în care se află porţiunea de suprafaţă $A$ şi care se ia :

— pentru zone îngropate în pămînt :

| | |
|---|---|
| pînă la 2 m | 0,40 ; |
| 2—4 m | 0,20 ; |
| 4—6 m | 0,10 ; |

peste 6 m 0,08;
— pentru acoperiș de 15 cm grosime 0,50;
— pentru pereți de 30 cm grosime 0,18—0,34.

Orientativ, $Q_2$ se poate lua 5—10% din $Q_1$.

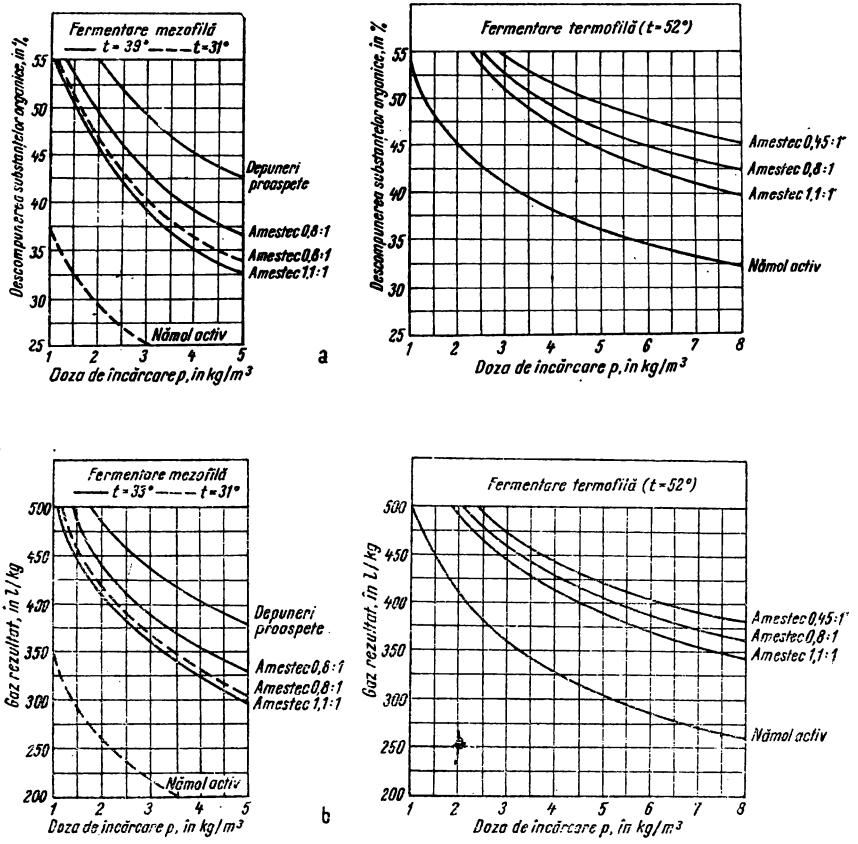



Fig. XXV.130. Diagramă pentru dimensionarea rezervoarelor de fermentare (după A. A. Karpinski):

*a* — doza zilnică de încărcare; *b* — cantitatea de gaze; *1* — depuneri proaspete; *2* — amestec 0,8 : 1; *3* — amestec 1,1 : 1; *4* — nămol activ; *5* — amestec 0,45 : 1.

Pierderile prin conducte, prin clădirile mecanismelor, rezervoarelor de fermentare precum și prin alte instalații; camera grătarelor, stațiile de pompare, stațiile de compresoare etc. se calculează conform normelor existente.

Alte calcule de dimensionare nu prezintă particularități tehnologice legate de fermentare și se desfășoară conform normelor obișnuite.

**10.1.5. Bazine de fermentare.** Bazinele de fermentare (fig. XXV.131) sînt construcții de pămînt sau de beton armat în care se produce fermentarea în aer liber a nămolului. Ele se folosesc ca treaptă unică de fermentare sau ca o a doua treaptă de fermentare pe lîngă rezervoare de fermentare sau decantoare cu etaj. Asemenea construcții au căpătat o mai largă răspîndire în R.F. a G. și R.D.G.

Bazinele de fermentare au avantajul că sînt ieftine, în cazul unor condiții favorabile de teren, fermentarea se produce repede în anotimpul cald și au o exploatare redusă, nefiind necesară încălzirea lor. Ele constituie o soluție rațională cînd nu interesează captarea gazelor și cînd se pot realiza în condiții igienico-sanitare acceptabile.

Mirosul care emană într-o primă perioadă din asemenea bazine nu poate fi evitat, îndeosebi la presiuni atmosferice joase, în văi înguste și la vînt. Cu timpul, la suprafață se prinde o crustă de nămol care nu trebuie distrusă și care frînează, în mare măsură, degajarea gazelor de fermentare implicit a celor rău mirositoare ($NH_3$, $H_2S$).

Bazinele se construiesc în funcție de capacitatea și de condițiile locale de amplasare pe teren.

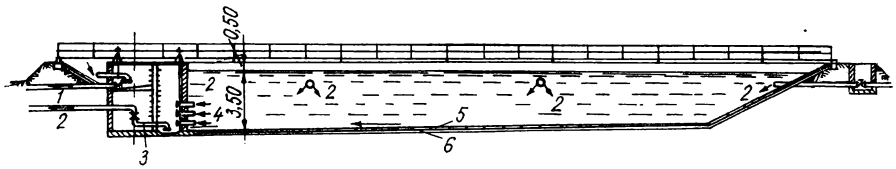



Fig. XXV.131. Bazin de fermentare:
*1* — apă de nămol; *2* — nămol; *3* — pompă de nămol; *4* — golire; *5* — dale de beton; *6* — strat balast drenant.

## 10.2. CONCENTRAREA (ÎNGROȘAREA) NĂMOLURILOR

Îngroșarea nămolurilor se face prin operații care-i reduc umiditatea, rămînînd în continuare fluid și pregătindu-l pentru deshidratare. Nămolul îngroșat este supus și altor operații de condiționare.

Îngroșarea nămolului era, pînă nu de mult, caracteristică nămolului fermentat. În prezent însă, se remarcă tendința de a se îngroșa chiar nămolul din decantoarele primare înainte de fermentare.

Îngroșarea nămolului se poate realiza prin: amestecul cu nămoluri mai uscate, fermentare, concentrare mecanică, flotație elutriere (spălare).

*Concentrarea nămolului* se face în concentratoare de nămol (fig. XXV.132) care sînt bazine de sedimentare verticale sau radiale. Calculul acestora se poate efectua pe baza relației (XXV.125) sau pe baza încărcării cu suspensii de 0,5 $m^3/m^2 \cdot h$ pentru o concentrație a nămolului intrat de 2—3 $g/dm^3$ și de 0,3 $m^3/m^2 \cdot h$ pentru o concentrație de 5—8 $g/dm^3$.

*Flotația* constă din producerea, în masa de nămol, a unor bule de gaze care antrenează spre suprafața lichidului particulele de nămol; acestea formează un strat de suprafață cu umiditate mai redusă decît masa din care provin. Cînd particulele solide au o greutate specifică apropiată de unitate, ele pot fi separate din lichid prin flotație, economic

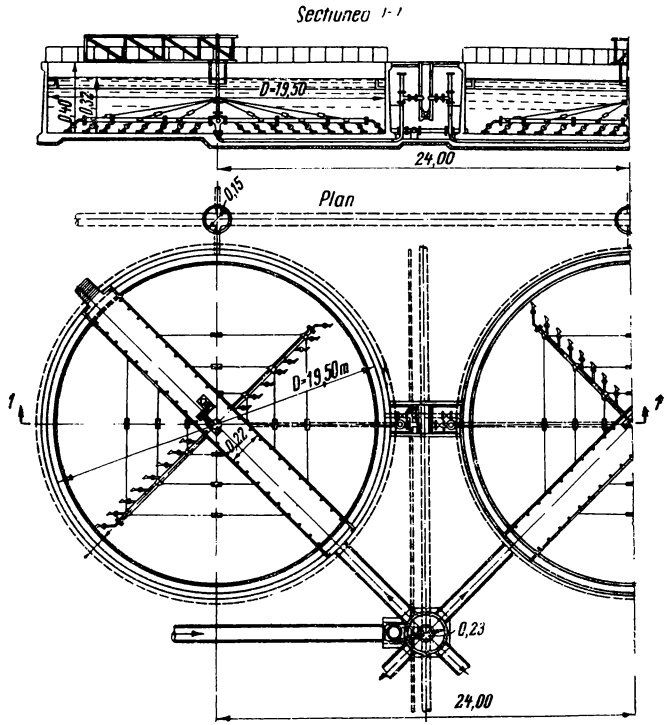



Fig. XXV.132. Concentrator de nămol la stația Kurianovsk (Moscova).

mai avantajos decît prin sedimentare. Bulele de gaze pentru flotație pot fi produse prin : aerarea, adaus de substanțe chimice și acțiuni biologice.

*Spălarea* (elutrierea), în scopul reducerii alcalinității nămolului fermentat, în vederea economiei de coagulanți la deshidratarea mecanică se face în bazine cu apă epurată din stație, adeseori timp de numai 20 s (la alte sisteme pînă la 10 min). Amestecul este agitat mecanic cu sau fără aerare și sedimentat; nămolul îngroșat este condus spre alte tratări, iar apa rezultată este trimisă la decantorul primar. Operația se face în bazine de decantare într-un stadiu, în stadii separate și în contracurent (fig. XXV.133).

Volumul de apă necesar pentru spălare variază după diferiți autori între 2 și 10 ori volumul de nămol. Raportul între cantitatea de apă de spălare și aceea de nămol $R$ se stabilește cu relațiile:

— pentru un singur stadiu de spălare:

$$R = \frac{D - E}{E - A}; \qquad \text{(XXV.138)}$$

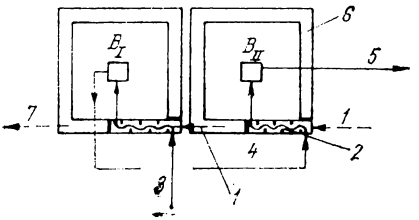



Fig. XXV.133. Spălarea (elutrierea) cu contracurent a nămolului:
$B_I$ – bazin de spălare treapta $I$; $B_{II}$ – idem, treapta $II$; 1 – apă de spălare; 2 – dispozitiv de amestec din treapta $II$; 3 – nămol fermentat; 4 – nămol din treapta $I$; 5 – nămol elutriat; 6 – rigole; 7 – apă.

— pentru mai multe stadii de spălare:

$$R = \sqrt[n]{\frac{D - E}{E - A}} - 1; \qquad \text{(XXV.139)}$$

— pentru contracurent;

$$R = \sqrt{\frac{D - E}{E - A} + 0{,}25} - 0{,}5, \qquad \text{(XXV.140)}$$

în care $D - E$ sînt alcalinitatea nămolului înainte și după elutriere;
$A$ — alcalinitatea apei de spălare;
$n$ — numărul spălărilor.

Elutrierea are ca efect creșterea concentrației substanțelor solide cu 2—4%, reducerea cu 65—80% a cantităților de coagulanți necesară tratărilor ulterioare ale nămolului și reducerea cu pînă la 8% a alcalinității nămolului.

## 10.3. DESHIDRATAREA NĂMOLURILOR

Nămolurile fermentate conțin cantități mari de apă, umiditatea lor ajunge la 97—98% (v. tabelul XXV.46); din care cauză sînt greu de manipulat pentru încărcare și transport. Uneori ele se pot pompa chiar în mare, în halde de steril sau în depresiuni care servesc ca loc de depozitare finală; asemenea situații avantajoase se întîlnesc rar. În mod obișnuit, nămolurile trebuie transportate cu vehicule la locul de valorificare sau depozitare finală. În prealabil ele sînt supuse unei deshidratări înaintate, chiar în stația de epurare; prin aceasta volumul lor se reduce mult și devin transportabile la uscat.

Deshidratarea [1] se poate realiza prin metode:
— naturale: iazuri de nămol, cîmpuri de uscare etc.;
— mecanice: filtre vacuum, filtre presă, filtre sită etc.;
— site, centrifuge, electroosmoză;
— termice: în tambure, platoruri, benzi;
— biologice.

Reducerile de umiditate și de volum care se pot obține prin diferitele moduri de tratare sînt aproximativ următoarele: platforme de uscare și filtre vacuum 40—70% și 60—80%; presare 40—60% și 90%; iar pentru uscare termică 80—90% și 93%.

10.3.1. **Deshidratarea prin metode naturale.** Deshidratarea prin metode naturale este, în prezent, metoda cea mai larg răspîndită în lume, deoarece simplitatea de construcție, utilajul redus pe care îl necesită și munca-practic necalificată necesară în exploatare o fac accesibilă în mai toate situațiile.

Cînd nămolul fermentat este lăsat în aer liber, gazele care continuă să se degaje tind să umfle și să mențină la suprafață substanțele solide separîndu-le de un strat de lichid relativ limpede care rămîne la fund și care poate fi drenat.

Operația de deshidratare se poate face în iazuri de nămol și pe platforme pentru uscarea nămolului.

Platformele pentru uscarea nămolurilor constau din terenuri amenajate prin îndiguire cu diguri de pămînt de 0,50—1,00 m înălțime sau garduri de beton armat în care se depozitează nămolul fermentat sau, cînd condițiile igienico-sanitare permit, nefermentat.

Platformele (fig. XXV.134) se fac cu sau fără strat drenant la contactul cu solul după cum acesta este impermeabil sau permite infiltrarea apelor separate din nămol.

Platformele mai pot fi realizate cu îmbrăcăminți de beton impermeabilizate (asfaltate) scurgerea apelor făcîndu-se prin rigole acoperite, prin plăci cu goluri.

Cantitatea de nămol, în metri cubi, care se poate trimite anual pe 1 $m^2$ platformă de uscare este indicată după normativul P.28-64 în tabelul XXV.54. Înălțimea stratului

*Tabelul XXV.54*

**Încărcarea anuală a platformelor de uscare, în $m^3/m^2 \cdot m$**

| Felul depunerii | Platforma cu fundație: | | |
|---|---|---|---|
| | Naturală | | Artificială |
| | Argilă nisipoasă, nisip argilos | Nisip | |
| Nămoluri din decantoare primare | 1,00 | 1,50 | 1,50 |
| Nămoluri din decantoare cu etaj | 1,50 | 2,00 | 2,00 |
| Nămoluri de rezervoare de fermentare metanică | 2,50 | 3,50 | 5,00 [1] |

[1] Această cifră este în curs de revizuire

[1] Unii specialiști disting după faze de reducere a umidității: prima deshidratare cu reducerea umidității pînă la 80—75% și a doua uscare, cu reducerea umidității pînă la 40 — 10%.

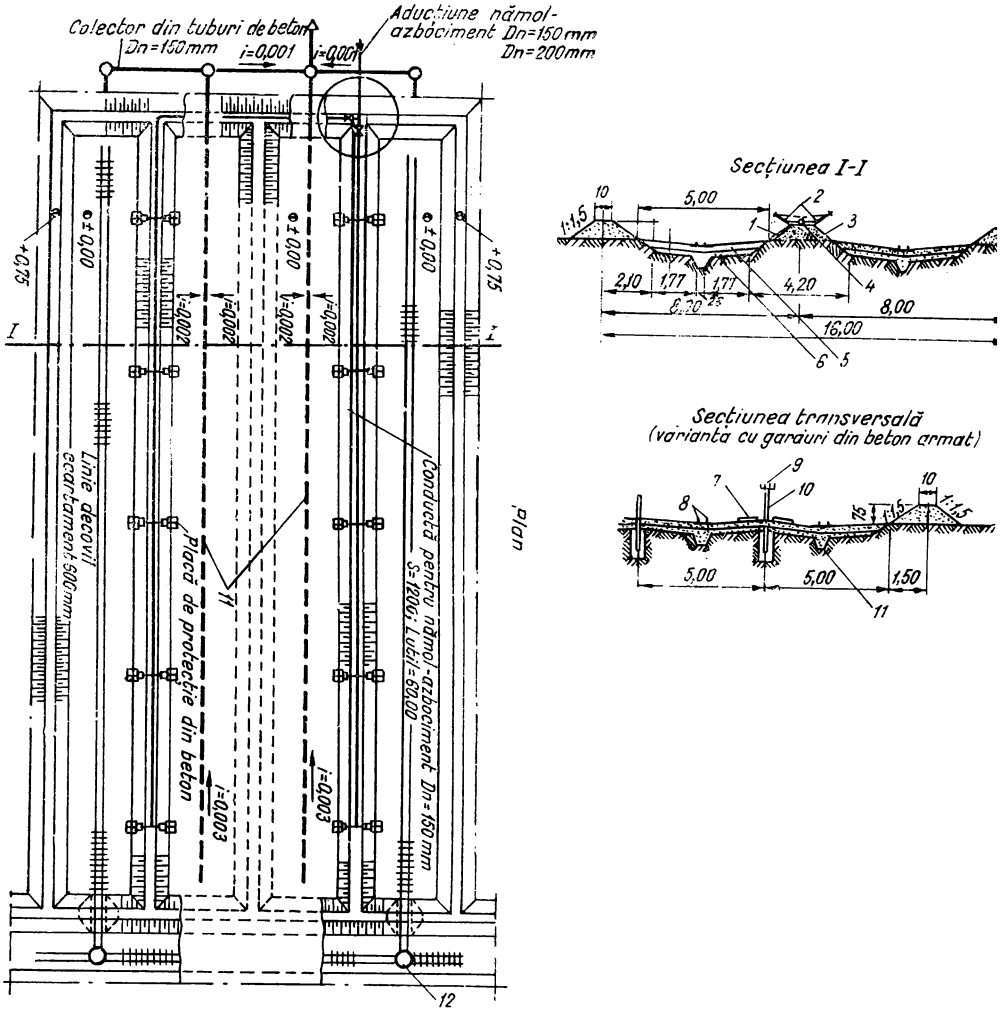



Fig. XXV.134. Platformă de nămol (I.P.A.C.H.):

*1* — dig de pământ; *2* — clapetă de închidere cu contracurent; *3* — placă pentru protecția taluzurilor; *4* — conductă de nămol; *5* — strat filtrant de nisip $d = 0{,}20 \ldots 0{,}50$ mm; *6* — idem, din pietriș $d = 7 \ldots 30$ mm; *7* — placă din beton armat; *8* — linie decovil; *9* — îgheab din beton; *10* — gard suport din beton armat; *11* — dren din tuburi de beton *Dn* 150 mm; *12* — placă turnantă pentru linie decovil.

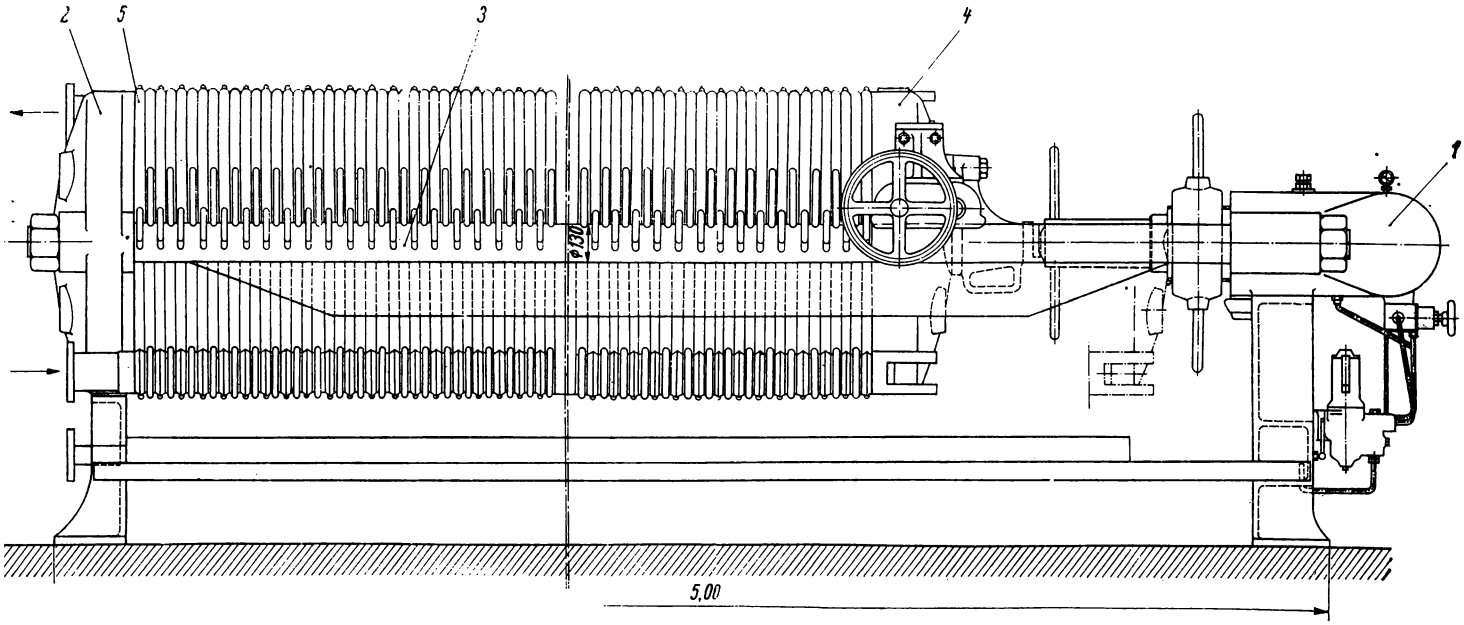



Fig. XXV.135. Filtru presă :

*1* — cap de strîngere ; *2* — placă frontală ; *3* — tub de admisie a nămolului ; *4* — cap de presare ; *5* — rame.

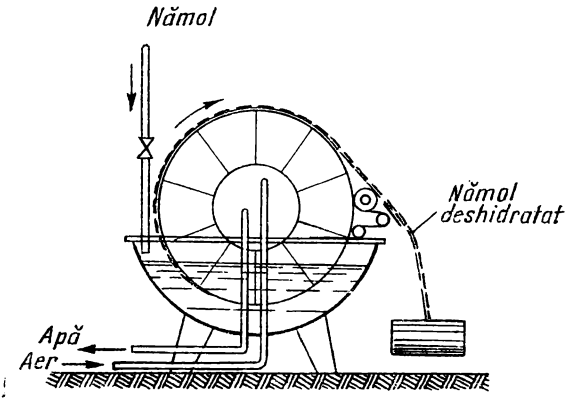



Fig. XXV.136. Filtru-vacuum :
*1* – nămol; *2* – nămol deshidratat; *3* – apă; *4* – aer.

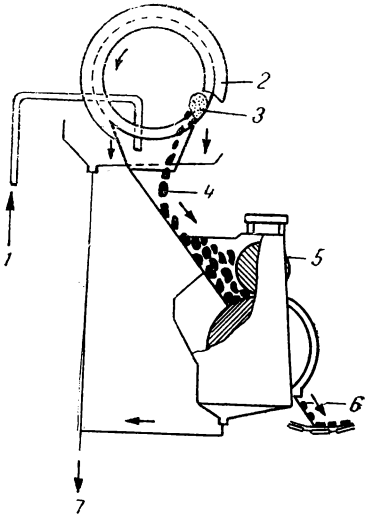



Fig. XXV.137. Filtru sită (tip EDCO) :
*1* – nămol cu substanțe uscate 2–10%; *2* – îngroșător; *3* – nămol filtrat mediu; *4* – nămol îngroșat cu substanțe uscate 15%; *5* – filtru sub presiune; *6* – nămol deshidratat cu substanțe uscate 27%; *7* – spre decantor.

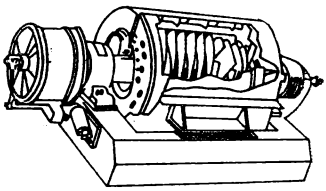


Fig. XXV.138. Centrifugă pentru nămol.

de nămol la o evacuare trebuie luată în timpul verii maximum 0,30 m, iar în timpul iernii maximum 0,50 m.

Umiditatea depunerilor ce se evacuează pe platformele de nămol este prevăzută în normativul P. 28-64 a se considera: din decantoare primare 95%, din decantoare cu etaj 90% şi din rezervoare de fermentare metanică 97%.

Calculul pe aceste baze se desfăşoară în ordinea indicată în cele ce urmează:

— substanţe în su pensie, reţinute în decantoare (nămol proaspăt):

$$a \times 365\ b = R_1\ [\text{g/om} \cdot \text{an}]; \qquad \text{(XXV.141)}$$

— substanţe organice conţinute în nămolul proaspăt:

$$c\ R_1 = R_2\ [\text{g/om} \cdot \text{an}]; \qquad \text{(XXV.142)}$$

— substanţe minerale conţinute în nămolul proaspăt:

$$R_1 - R_2;$$

— substanţe organice conţinute în nămolul fermentat:

$$R_2\ (1 - d) = R_3\ [\text{g/om} \cdot \text{an}]; \qquad \text{(XXV.143)}$$

— total substanţe conţinute în nămolul fermentat:

$$R_4 = R_1 - R_2 + R_3; \qquad \text{(XXV.144)}$$

— volumul substanţelor umede $V = \frac{R_4 \times 100}{e} \cdot \frac{1}{1\,000}\ [\text{m}^3/\text{om} \cdot \text{an}]$; (XXV.145)

— suprafaţa necesară pe om/an:

$$A = \frac{V}{f}\ [\text{m}^2/\text{om}], \qquad \text{(XXV.146)}$$

unde: $a$ este norma de nămol g/om · zi (v. tabelul XXV.47);

$b$ — procentul de reţinere în decantoare (50—60%);

$c$ — procentul de conţinut în substanţe organice, conform analizelor sau în lipsa acestora 60—70%;

$d$ — procentul de reducere a substanţelor organice prin fermentare conform tabelului XXV.48 ($d = 40 \ldots 60\%$);

$e$ — concentraţia în reziduu fix a nămolului fermentat 3—12%, în medie 7—8%;

$f$ — încărcarea anuală conform tabelului XXV.48, în m/an;
$R_1$, $R_2$, $R_3$, $R_4$ — volumele de substanțe în diferite faze.

Desfășurarea calculelor prin această metodă prezintă și avantajul că poate fi aplicată nu numai pentru ape uzate menajere ci și amestecurilor cu ape uzate industriale.

Suprafața totală a platformelor de uscare rezultă din suprafața netă obținută prin calculele anterioare la care trebuie adăugate suprafețele digurilor sau gardurilor și a altor instalații aferente ; pentru calcule inițiale aceste sporuri se pot lua de 30—50%.

Platformele de nămol trebuie verificate la îngheț ; durata înghețului se ia egală cu numărul zilelor, cu temperatura medie a aerului sub — 10°, iar înălțimea maximă a stratului de nămol înghețat trebuie luată 0,10 m sub nivelul coronamentului digurilor înconjurătoare ale platformelor. Este rațional să se considere că maximum 80% din suprafața utilă a platformelor de uscare poate fi folosită iarna, restul fiind destinat pentru folosirea în timpul dezghețului.

10.3.2. **Deshidratarea prin metoda mecanică.** Deshidratarea prin metode mecanice se utilizează în general pentru stații de tratare ce deservesc peste 100 000 locuitori.

Dispozitivele în care se realizează aceste acțiuni sînt : filtre presă (fig. XXV.135), filtre vacuum (fig. XXV.136), filtre sită (fig. XXV.137), centrifuge (fig. XXV.138) și aparate electroosmotice.

10.3.3. **Deshidratarea prin metode termice.** Metodele termice de deshidratare supun nămolul unor temperaturi de 300°C. Vaporii rezultați din deshidratare sînt introduși în camere separate și spălați sau supraîncălziți, cel puțin pînă la 600—700°C, astfel încît să se elimine mirosul.

## 10.4. ANSAMBLUL STAȚIEI DE EPURARE A APELOR UZATE MENAJERE

Stațiile de epurare grupează construcțiile și instalațiile pentru epurarea apelor uzate.

În funcție de rolul pe care-l au față de epurarea totalității apelor uzate de pe un anumit teritoriu sau centru industrial, stațiile de epurare pot fi locale sau generale.

Stațiile de epurare locale (numite și de preepurare) au rolul de a epura apele uzate pînă la un grad de epurare necesar spre a fi date în rețele publice (orășenești) sau uzinale de canalizare precum și pentru valorificarea anumitor substanțe pe care le conțin.

În măsura în care este acceptabil din punct de vedere tehnico-economic și sanitar se recomandă ca epurarea tuturor apelor uzate să se facă în comun. În modul acesta se centralizează exploatarea, creîndu-se condiții pentru o conducere mai calificată.

Oricare ar fi însă mărimea și schema de epurare, stația trebuie să asigure condiții igienico-sanitare la gradul admis de normele locale, să se încadreze în planul de sistematizare aprobat și să prezinte eficiența economică optimă.

Stațiile de epurare se proiectează pentru o largă perspectivă de dezvoltare pînă la capacitatea maximă previzibilă știut fiind că amplasamentul lor impune și trasee corespunzătoare ale colectoarelor principale care sînt, în general costisitoare și greu de modificat ; nu este greșit a se lăsa chiar posibilități de extindere peste capacitatea maximă cunoscută, în special pentru localitățile cu un pronunțat caracter industrial, fără a se face investiții, fiind important ca spațiile de rezervă să nu fie ocupate de alte construcții.

*Pierderile de sarcină* prin construcții și instalații determină împreună cu înălțimile de construcție a obiectului adaptarea la terenul existent a întregului proces tehnologic. Orientativ pentru calcule preliminare aceste pierderi se pot considera în :

| | |
|---|---|
| – grătare | 5–20 cm; |
| – deznisipatoare | 10–20 cm; |
| – separatoare de grăsimi | 10–25 cm; |
| – decantoare orizontale | 20–40 cm; |
| – decantoare verticale | 40–50 cm; |
| – decantoare radiale | 50–60 cm; |
| – filtre biologice cu brațe rotative | $h$ [1]) + 150 cm; |
| – filtre cu sprinklere | $h$ + 500 cm; |
| – bazine de aerare | 100–120 cm; |
| – bazine de contact | 10–30 cm. |

*Construcțiile și instalațiile* în care se petrec principalele fenomene pentru epurarea apelor uzate se încadrează în stația de epurare astfel încît să se realizeze un cost de investiție și de exploatare cît mai redus.

Este aproape obligatoriu ca linia de tratare a apelor uzate să fie distinctă de aceea de tratare a nămolurilor astfel încît încrucișările de conducte și canale să fie minime.

Diversele obiecte ale unei stații de epurare trebuie să fie strînse pe o suprafață cît se poate de mică pentru ca transportul apelor uzate și al nămolului să se facă pe distanțe cît mai scurte.

La amplasarea obiectelor trebuie avută în vedere posibilitatea de extindere ușoară a fiecărei trepte de epurare atît din punctul de vedere al spațiului cît și al dispoziției obiectelor principale și a celor accesorii sau de legătură.

*Distanțele* între clădiri, rezervoare de fermentare metanică și rezervoare de gaze sînt determinate de normele pentru prevenirea incendiilor aprobate prin H.C.M. nr. 90/1961.

Numărul obiectelor se stabilește în cît mai strînsă concordanță cu etapele de execuție sau de dezvoltare a stației de epurare. La aceasta trebuie să se țină seama de numărul minim necesar de obiecte și anume :

– grătare – două, din care unul de rezervă ;

– decantoare, spații de fermentare, bazine de aerare cel puțin două fără rezerve ; excepție fac instalațiile mici și mijlocii – pînă la 5 000 m³/zi la care se poate admite chiar numai cîte unul singur ;

– spații pentru epurarea naturală, conform necesarului, plus rezerva pentru timp de îngheț și perioade de cultură.

Debitele de dimensionare a obiectelor sînt indicate în tabelul XXV.55.

*Canalele de ocolire* trebuie prevăzute la întreaga stație de epurare, între treapta de epurare mecanică și treapta biologică și pentru ocolirea fiecărui obiect principal (eventual cu excepția grătarelor și stației de dezintegrare), în vederea curățirii și întreținerii. Canalul de ocolire general pornește dinaintea grătarului (la sistemul unitar pornește din camera deversorului). Preaplinul trebuie prevăzut la toate obiectele din stația de epurare care ar putea fi deteriorate prin suprapresiuni.

**Construcții de deservire.** Pentru ca stația de epurare să poată funcționa trebuie prevăzută cu : cameră dispecer, centrală termică, rețea de alimentare cu apă, drumuri de acces, clădire administrativă, laborator, atelier, rețea de iluminat, plantații și împrejmuiri.

---

[1]) $h$ este înălțimea stratului de material filtrant.

*Camera dispecer* se construieşte numai la staţiile mijlocii şi mari, unde amploarea dispozitivelor şi siguranţa lor în funcţionare impune o încăpere separată.

*Centrala termică* se prevede pentrul uzul staţiei de epurare precum şi atunci cînd gazele se valorifică pentru producerea de energie electrică sau în alte scopuri.

*Tabelul XXV.55*

**Debitele de dimensionarea obiectelor din staţia de epurare**

| Obiectul | Sistemul de canalizare | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Separativ | | Unitar | |
| | La dimensionare | La verificare | La dimensionare | La verificare |
| Deversor ape meteorice | — | — | $Q_{2tot} - 2Q_{2max.h}$ | — |
| Grătar | $Q_{1max.h}$ | $Q_{1min}$ | $2Q_{2max.h}$ | $Q_{2min}$ |
| Deznisipator | $Q_{1max.h}$ | $Q_{1min}$ | $2Q_{2max.h}$ | $Q_{2min}$ |
| Debitmetru Parshall | $Q_{1max.h}$ | $Q_{1min}$ | $2Q_{2max.h}$ | $Q_{2min}$ |
| Canale între grătar şi decantor | $Q_{1max.h}$ | — | $2Q_{2max.h}$ | — |
| Separator de grăsimi | $Q_{1max.h}$ | $Q_{1max.h}$ [1]) | $Q_{2max.zi}$ | $Q_{2max.h}$ [2]) |
| Decantoare primare | $Q_{1max.zi}$ | $Q_{1max.h}$ | $Q_{2max.zi}$ | $Q_{2max.h}$ [2]) |
| Decantoare pentru ape meteorice | — | — | $Q_{2tot} - 2Q_{2max.h}$ | — |
| Filtre biologice | $Q_{1max.zi}$ | $Q_{1max.h}$ [2]) | $Q_{2max.zi}$ | $Q_{2max.h}$ [3]) |
| Bazine de aerare | $Q_{1max.zi}$ | $Q_{1max.h}$ [2]) | $Q_{2max \cdot zi}$ | $Q_{2max.h}$ [3]) |

**Observaţie.** $Q$ este debitul de ape uzate stabilit conform STAS 1846-65 în mod diferenţiat pentru canalizarea în sistem separativ $Q_1$ sau unitar $Q_2$; el include şi debitele de drenaj sau de orice altă natură care se tratează permanent împreună cu apele uzate.

[1]) verificare la viteza minimă.

[2]) verificarea se referă numai la canalele de legătură cu alte obiecte.

[3]) verificarea se referă la filtrul biologic, conform indicaţiilor.

Reţeaua de alimentare cu apă trebuie să distribuie apa potabilă, de incendiu şi de spălare la rezervoarele de fermentare metanică, staţiile de pompare, uzina termică, instalaţiile de dehidratare a nămolurilor, tratarea chimică, clădirea administrativă, gazometre etc. La staţii de epurare ce deservesc sub 5 000 locuitori, această reţea poate lipsi.

*Drumurile de acces* se fac de 3,50 m lăţime, la capătul lor amenajîndu-se platforme de întoarcere de 12 × 12 m.

De-a lungul construcţiilor cu pericol de explozie ca : rezervoare de gaze, rezervoare de fermentare, centrala termică ce funcţionează cu gaze, se vor face pentru accesul pompierilor drumuri de 3,50 m lăţime prevăzute cu platforme de încrucişare la distanţa de 150 m ; la capătul acestor drumuri se amenajează o platformă de întoarcere în conformitate cu normele pentru paza contra incendiilor. Celelalte construcţii din staţie ca :

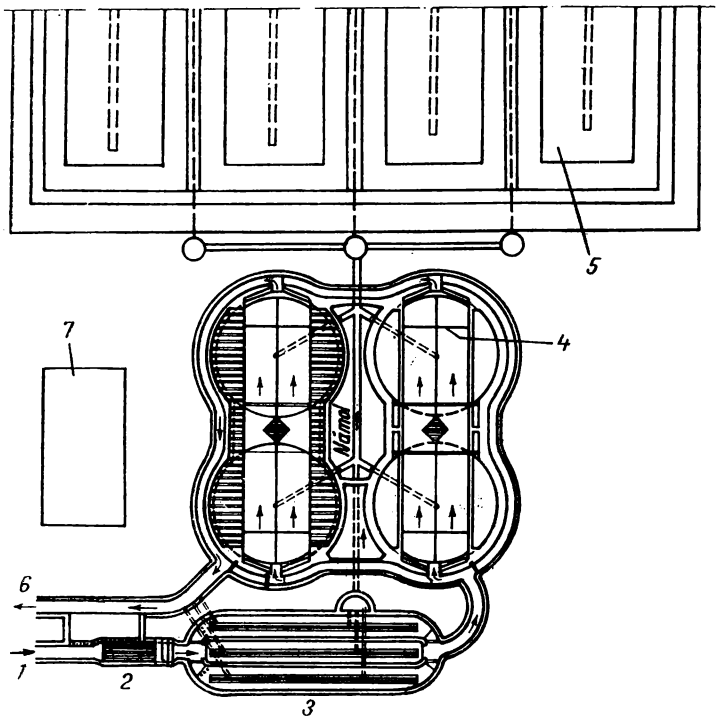



Fig. XXV.139. Staţie de epurare cu decantoare cu etaj :
*1* — afluent; *2* — grătar; *3* — deznisipator; *4* — ecran scufundat; *5* — platforme de uscare; *6* — efluent; *7* — adăpost laborator.

grătare, separatoare de grăsimi, decantoare, filtre biologice, bazine de aerare etc. se vor lega cu alei de acces împietruite de 1,50 m lăţime.

*Clădirea administrativă* se prevede numai la staţii de epurare ce deservesc peste 100 000 locuitori.

La staţiile de epurare mai mici se prevede de obicei o mică clădire de adăpost, servind şi ca birou.

Reţeaua de iluminat trebuie să asigure vizibilitate suficientă, ceea ce ajută la: desfăşurarea normală a activităţii, protecţia muncii, siguranţa exploatării şi utilizarea raţională a spaţiilor. Ea se execută conform normelor oficiale.

*Plantaţiile* din staţia de epurare au rolul de:

— a crea o perdea de protecţie a mediului înconjurător împotriva extinderii eventualelor mirosuri şi a altor nocivităţi;

— a îmbunătăţi atmosfera în interiorul staţiei de epurare pentru personalul de deservire;

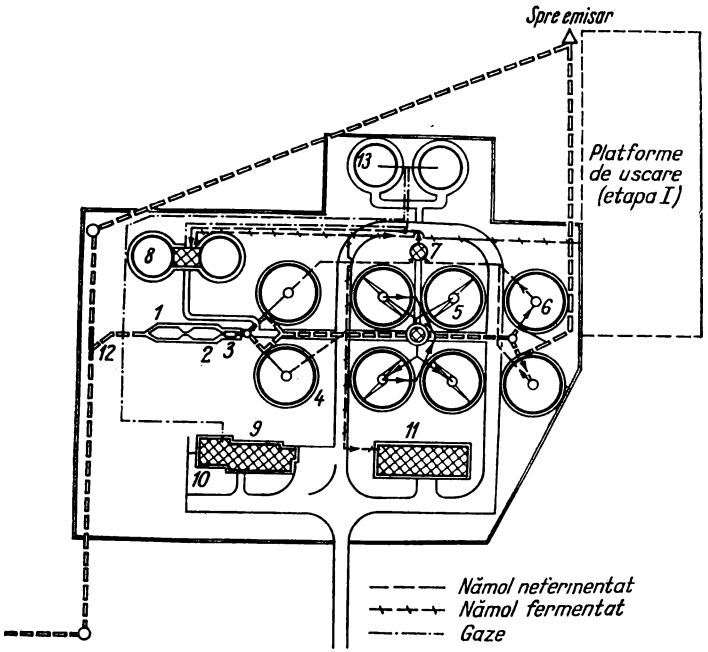



Fig. XXV.140. Staţie de epurare cu filtre biologice:

*1* — grătar; *2* — deznisipator; *3* — dispozitiv Parshall; *4* — decantoare primare; *5* — filtre biologice; *6* — decantoare secundare; *7* — staţie de pompare a nămolurilor; *8* — rezervoare de fermentare; *9* — clădire tehnologică; *10* — centrală termoelectrică; *11* — clădire pentru filtre — vacuum; *12* — deversor; *13* — gazometru.

— a crea un cadru potrivit pentru scurtele pauze ale personalului în timpul în care (în timpul serviciului) exploatarea nu cere intervenţia lor;

— a servi la mobilizarea personalului pentru păstrarea curăţeniei;

— a servi la anumite procese biologice.

*Împrejmuirea* are sarcina de a proteja :

— populaţia şi în special copiii de un acces incidental în incinta staţiei de epurare, cu bazine adînci şi construcţii cu nocivităţi mari şi pericol de explozie ;

— vitele, împotriva înecării în bazine şi accesul la medii nocive ;

— staţia împotriva accesului nedorit al persoanelor şi animalelor mari.

Staţiile de epurare situate în apropierea şoselelor şi în punctele de intrare sau de ieşire din localităţi pot forma un obiectiv decorativ şi imaginea preocupării pentru păstrarea curăţeniei apelor ţării noastre.

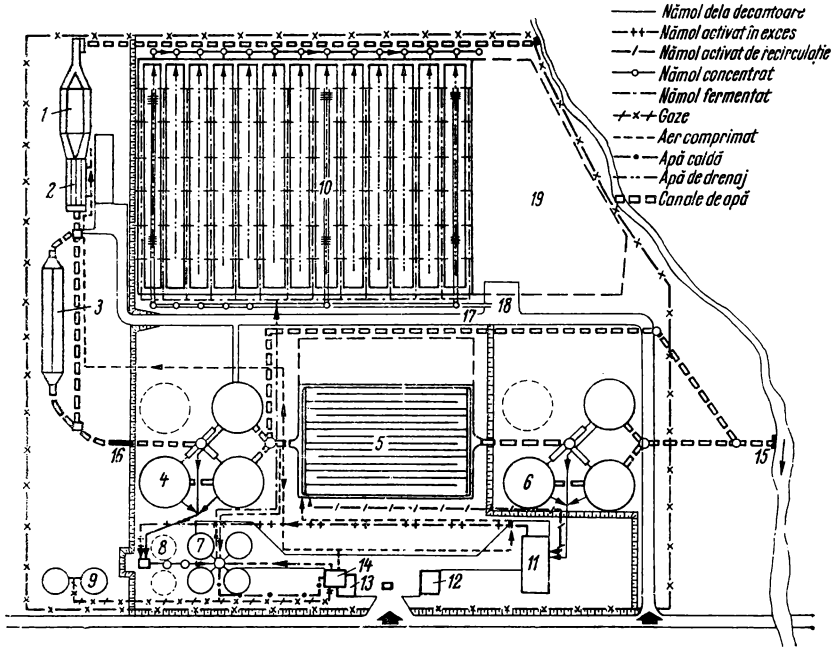



Fig. XXV.141. Staţie de epurare cu bazine de aerare :

*1* — grătar ; *2* — deznisipator ; *3* — separator de grăsimi ; *4* — decantoare primare ; *5* — bazine de aerare ; *6* — decantoare secundare ; *7* — rezervoare de fermentare ; *8* — concentrator de nămol ; *9* — gazometre ; *10* — platforme de uscare ; *11* — staţie de pompare a nămolurilor ; *12* — post de transformare ; *13* — clădire tehnologică ; *14* — centrală termică ; *15* — gură de vărsare în emisar ; *16* — dispozitiv Parshall ; *17* — linie decovil ; *18* — platformă pentru depozitarea nămolului deshidratat ; *19* — rezervă pentru extinderea platformelor de nămol.

Aspectul decorativ poate rezulta din orientarea convenabilă a faţadelor construcţiilor supraterane, din gruparea lor în plan şi în elevaţie, din materialele şi elementele decorative folosite la faţade, precum şi sistematizarea drumurilor şi a aleelor.

În fig. XXV.139, XXV.140 şi XXV.141 sînt date exemple de staţii de epurare.

# 11. VĂRSAREA APELOR UZATE ÎN EMISAR ŞI EVACUAREA SUBSTANŢELOR SEPARATE

## 11.1. VĂRSAREA APELOR UZATE ÎN EMISAR

Vărsarea apelor uzate în emisar se face în mod diferit după gradul de epurare al afluentului, caracteristicile hidrologice şi folosinţa emisarului.

Apele sînt vărsate printr-o construcţie denumită gură de vărsare. Sînt însă necesare măsuri privind inundabilitatea canalului de evacuare şi a construcţiilor pe care le deserveşte, în cazul în care nivelul apelor emisarului depăşeşte nivelul radierului.

În mod obişnuit, cînd vărsarea se face deasupra nivelului asigurat de calcul al emisarului, apele se conduc printr-un canal deschis sau închis care se termină prin gura de vărsare în emisar.

Apele epurate parţial (numai mecanic sau biologic incomplet) se pot vărsa lîngă mal, concentrat sau în mai multe puncte amplasate pe lăţimea albiei, dispersat. În mod obişnuit, vărsarea apelor se face lîngă mal cu excepţia cazurilor deosebite cerute prin avize.

Alegerea amplasamentului gurii de vărsare se face de acord cu organele judeţene, ale Inspecţiei de Stat pentru Sănătate şi Protecţia Muncii şi a organelor pentru gospodărirea apelor.

## 11.2. EVACUAREA SUBSTANŢELOR SEPARATE DIN APELE UZATE

Substanţelor separate din apele supuse epurării trebuie să li se asigure un spaţiu de depozitare finală sau de valorificare în condiţii care să nu provoace infectarea solului şi a apelor şi nici a populaţiei şi a vitelor.

Substanţele reţinute pe grătare se îngroapă sau se toacă (în funcţie de utilajele prevăzute în staţie) în care caz se aruncă în apa supusă epurării.

Nisipurile se utilizează pentru completarea platformelor de deshidratare a nămolurilor sau pentru umplerea depresiunilor din afara localităţilor; sînt nocive şi trebuie manipulate cu măsuri corespunzătoare de protecţie a muncii.

Grăsimile se pot prelucra o dată cu alte asemenea substanţe provenite de la ecarisaje sau pot fi evacuate din abatoare. Ţiţeiurile reţinute îşi pot găsi utilizări în gospodăriile agricole învecinate staţiei.

Nămolurile fermentate se pot utiliza cu succes în agricultură ca îngrăşămînt organic; în acest scop ele se pot trimite hidraulic sau, dacă sînt suficient deshidratate, cu căruţe, autocamioane sau vagoane de cale ferată. Dacă nu se pot valorifica ele se depun în halde izolate sau împreună cu alte substanţe (halde de steril).

# 12. ELEMENTE DE CALCUL TEHNICO-ECONOMICE

Staţiile de epurare fac parte din acele construcţii a căror necesitate nu mai trebuie justificată prin criterii economice; obligativitatea realizării lor este prevăzută prin H.C.M. nr. 311/1963.

În consecință, calculele pentru stabilirea eficienței economice a investițiilor prezintă unele particularități.

În conformitate cu H.C.M. nr. 3060/1966 criteriul de apreciere a eficienței economice a investițiilor între două variante comparabile se face pe baza termenului de recuperare a investiției suplimentare.

Comparația între diferitele soluții posibile rezultă pe baza relațiilor reprezentînd cheltuielile totale echivalente ale stației de epurare:

$$K_i = I_i + T_N C_{si}; \qquad \text{(XXV.147)}$$

sau:

$$K_a = \frac{1}{T_N} I_i + C_{si}, \qquad \text{(XXV.148)}$$

în care: $K_i$ este volumul cheltuielilor de investiție și al cheltuielilor de exploatare în timpul perioadei de calcul;

$K_a$ — cheltuielile anuale totale: $K_a = \frac{1}{T_N} K_i$;

$I_T$ — volumul cheltuielilor de investiție;

$C_{si}$ — volumul cheltuielilor anuale de exploatare;

$T_N$ — timpul de calcul.

Cheltuielile anuale de exploatare tehnică se calculează cu relația:

$$A = a + b + c + d + e + f + g + h - V, \qquad \text{(XXV.149)}$$

în care: A este totalul cheltuielilor care se fac în timp de un an pentru exploatarea tehnică a stației de epurare;

$a$ — cotele de amortisment ale stației de epurare;

$b$ — costul energiei electrice necesare pentru: pompare, mișcarea mecanismelor, iluminat, semnalizat, încălzit, tehnologie;

$c$ — costul combustibililor și energiei calorice consumată la fermentare, deshidratare, dezgheț și încălzit;

$d$ — costul reactivilor folosiți pentru epurare, dezinfectare și deshidratare;

$e$ — costul apei potabile și de incendiu sau alte folosințe;

$f$ — cheltuieli de transporturi tehnologice;

$g$ — salarii și alte drepturi bănești ale personalului;

$h$ — cheltuieli generale de exploatare și administrative indirect legate de exploatarea tehnică;

$V$ — veniturile rezultate din valorificarea produselor (anual).

Cotele de amortisment se stabilesc în conformitate cu Decretul Prezidial nr. 555/1953 (se includ și cotele de reparații capitale).

## BIBLIOGRAFIE

1. Babbitt, E. H., și Baumann, E. R. *Sewerage and sewage treatement.* New-York, Ed. John Willey & Sons, Inc. Londra, Chappman & Hall Ltd. 1958.
2. Blitz, E. *Epurarea apelor uzate menajere și orășenești.* București, Editura tehnică, 1966.

3. Blitz, E., *Canalizări*. Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1969.
4. Blake, E. H. *Drainage and sanitation*. London, B. T. Batsford, 1944.
5. Cerkinski, S. N. *Sanitarnîe uslovia spuska stocinih vod v voloiomi*. Moscova Ed. M.K., R.S.F.S.R., 1962.
6. Evilievici, A. Z. *Ulalenie, obrabotka i ispolzovanie osadkov stocinîh vod*. Leningrad—Moscova, Gosstroizdat, 1954.
7. Fair, M. G., şi Geyer, C. J. *Wasserwersorgung und Abwasserbeseitigung*. München, Verlag R. Oldenbourg, 1962.
8. Geissler, W. *Kanalisation und Abwasserreinigung*. Berlin, Verlag vom Julius Springer, 1933.
9. Gruhler, I. F. *Die Brücksichtigung des Speichervermögens von Regenwasserkanalisationen*. Gesundheits Ingenieur, H.6, 1963.
10. Hommel, H. G. *Metode zur Bestimmung der Verdünnung. bzw. des Grenzregens bei Regenüberläufender Mischsistementwässerung*. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, H.9, 1962.
11. Jukov, A. I., Kolobanov, S. K., şi Iacovlev, S. V. *Kanalizaţia*. Ed. 3. Moscova, Izdt. Literaturî pro Stroitelstvu, 1964.
12. Hosang-Bischof. *Stadtentwässerung*, Teubner. Stuttgart, 1964.
13. Imhoff, K. *Taschenbuch der Stadtentwässerung*. Berlin, V.E.B. Verlag für Bauwesen, 1962.
14. Kehr, D. *Die Berechnung von Regenwdsserabflüssen*. Berlin, Verlag von R.Oldenbourg München, 1933.
15. Koch, P. *Les Reseaux d'égouts*. Dunod, Paris, 1962.
16. Korovin, M. F. *Iz praktiki razmeşcenia gorodskih podzemnîh setei*. În : Gorodskoe Hozeaistvo Moskvî. nr. 9, 1963.
17. Liebmann, H. *Handbuch für Frischwasser und Abwasser — Biologie* Jena, VEB. Gustav Fischer Verlag vol. I—1962, vol. II—1958—1960.
18. Mateescu, C. *Hidraulica*. Bucureşti, Editura didactică şi pedagogică, 1963.
19. Mondon, E. *Assainissement general des villes et des petites collectivités*. Paris, Dunod, 1934.
20. Ortleb, W., Kadner, W. *Stadtentwässerung*. Berlin, V.E.B. Verlag für Bauwesen, 1960.
21. Pöpel, F., Vater, W. şi Jäger, B. *Die Verfahren zur Aufbereitung von städischen Klörschlamm*. München, Verlag R. Oldenbourg, 1958.
22. Pîslăraşu, I., Rotaru, N. şi Tigoianu, V. *Canalizări*. Editura tehnică, Bucureşti, 1965.
23. Randolf, R. *Berechnung von Rückhaltebechen in der Regenvasserkanalisation*. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, H.4, 1959.
24. Reinholdt, F. *Die Bemessung von Regenwasserkanalen mit Hilfe Nomografischer Verfahren*. Gesundheits Ingineur, H.17, 23, 30—1927.
25. Roediger, H. *Die anaerobische alkalische Schlammfaulung*. München, Verlag R. Oldenbourg, 1960.
26. Schubert, K. *Kleine Kläranlagen*. Berlin, V.E.B., Verlag Technik, 1958.
27. Schleicher, F. *Taschenbuch für Bauingenieure*. Berlin, Springer Verlag, 1943.
28. Strell, *M. Wasser und Abwasser. Reinhaltung der Gewässer*, München, Verlag R. Oldenbourg, 1955.
29. Theodoru, H. *L'intensité des pluies de Bukarest par rapport a leur durée et leur frequence*. În : Bul. de Mathematiques et de Physique, nr. 1, 2 şi 3, Bucureşti 1936 — 1937.

30. Vîrbanov, D. *Kanalizația*, Sofia, Drjavno Izd. Tehnika, vol. I—1956, vol. II—1930.
31. Vladimirescu Gh. *Canalizarea orașelor*. Editura energetică, București, 1944.
32. Vladimirescu, I. *Hidrologie*. București, Editura didactică și pedagogică, 1962.
33. Voinescu, V., Niculescu, N. și Lăzărescu, L. *Îndrumătorul instalatorilor*. București, Editura tehnică, 1964.
34. Wenten, H. L. *Kanalisationhandbuch*. Colonia Verlag, R. Müller, 1934.
35. Zak, G. L. *Samoocișcenie vodoimov*. Ed. MKH—R.S.F.S.R., 1960.
36. COMITETUL DE STAT AL APELOR. *Instrucțiuni tip de exploatare a instalațiilor de epurare mecanică pînă la debite de 5 000* $m^3/zi$, 1962.
37. COMITETUL DE STAT AL APELOR. *Instrucțiuni pentru elaborarea calculelor de autoepurare a cursurilor de apă*. București, I.S.C.H., 1967.
38. COMITETUL DE STAT AL APELOR. *Studii pentru protecția și epurarea apelor* București, I.S.C.H., vol. III—1962, vol. IV—1933.
39 C.S.C.A.S *Normativul P.28—64 pentru proiectarea stațiilor de epurare mecanică*. În : Buletinul C.S.C.A.S., nr. 4, 1964.
40. JOINT COMMITTEE OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS AND THE WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION. *Sewage traetment Plant-Design*. Ed. ASCE și WPCF, 1959.
41. *Memento technique de l'eau*. France Degrémont, 1963.
42. *Memento prospect*, Passevant.
43. *Spravocinik po Vodosnabjeniu i Kanalizații*. Moscova, Gosstroiizdat, 1930.
44. Spravocinik proectirovșcika. *Kanalizația naselennîh mest i promișlennîh predpriatii*) Moscova, Gosstroizdat, 1933.
45. Stroitelnie normî i Pravila — *Kanalizația*, SNiP II G.6—62, Gosstroizdat, 1962.
46. Vorträge des Vorbildungskursus für Ingenieure des Siedlungswasserwirtschaft. *Eigenverlag des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft* der T. H. Hannover, 1960.

# INDEX ALFABETIC[1)]

Numerele romane reprezintă secţiunile, iar cele arabe paginile.
Volumul I cuprinde secţiunile I—XIII, iar Volumul II secţiunile XIV—XXV.

# INDEX ALFABETIC

## A


Abraziune XIII, 1022
Absorbţie I. 20
**Accelator** XXV, 1074
Accelerator de priză XIII, 1006
**Ackers** XV, 96
Acţiunea vîntului III, 193, XVII, 251
Acţiuni dăunătoare ale apelor V, 394, 422, 434, VIII, 537, XIV, 13, 71, XIX, 489, XX, 553
Acumulare (v. lac de acumulare)
Acumulări energetice XVIII, 299, 308 309
Acvifer freatic (v. apă subterană)
Adăpost de iernare XVII, 226
Adeziune I, 20
Aditivi XIII, 1006, 1018
Adînc (v. groapă)
Adîncime conjugată III, 235
— critică III, 228
— critică de salinizare XX, 585
— de drenaj XX, 583
— navigabilă XVI, 156
— normală III, 225
Adîncimi II, 85, XVI, 156
Adsorbţie IV, 294, XXI, 642
Aducţiuni III, 96, XVIII, 307, XXIV, 897
Aer II M, 90
Aerarea apei VI, 448
— apelor uzate XXV, 1089
Aeratoare (v. aerarea apelor uzate)
**Aeroaccelator** XXV, 1074
**Aerotanc** (v. aerarea apelor uzate)
Agregate (beton) XII, 1002
Agresivitatea apei I, 20
Ajutaj III, 197
Albedo II M, 114
**Albertson** XV, 96
Albie III, 225, XV, 83
— majoră XV, 84
Albie minoră XV, 84
— pavată (v. pavarea albiilor)
— principală XV, 84
**Alecseev** XIV, 19
**Aligator** XII, 923
Alimentări cu apă V, 403, XXIV, 827
**Allievi** III, 217
**Altunin** XV, 87, 96, 117, 143, 147
Alunecări de teren XIV, 71
Aluvionare (v. aluviuni)
Aluviuni II, 78, 82, III, 224, 267, 271 (v. şi debit solid)
— de contact (v. aluviuni)
— de fund (v. aluviuni)
— în suspensie (v aluviuni)
— tîrîte (v. aluviuni)
**Ambursen** X, 725
Amelioararea terenurilor erodate XIV 14
Amenajare de perspectivă V, 396
— de primă etapă V, 396
— hidroenergetică V, 405, XVIII, 285, 286
— integrală V, 395
— pentru agrement V, 406
— pentru irigaţii XXI, 667
— piscicolă XXII, 729
— stuficolă XXIII, 777, 822
— stufopiscicolă XXII, 764
Amenajarea albiei torenţilor XIV, 40
— versanţilor torenţilor XIV, 28
Amorsare III, 203
An de referinţă VII, 476
Analiză granulometrică (v. curbă g)
Analogie electrohidrodinamică III, 174
Andocare XVII, 268
**Andreianov** X, 667
Anomalia apei I, 11
Antecameră (la cheson) XII, 913
Anticiclon II M, 91
Antigel XIII, 1006
Apă I, 11

Apă convenţional curată XXV, 950
— de canalizare VI, 451, XXV, 949
— de irigaţie XXI, 653
— freatică (v. apă subterană)
— gravitaţională III, 246
— grea I, 11
— meteorică VI, 451, XXV, 951, 963
— subterană II, 87, III, 246, 254, V, 433, XXIV, 835
— uzată VI, 451, XXV, 950
— uzată industrială XXV, 950
Apărări de mal XIV, 40, XV, 124
Apărător de plutitori şi de zai IX, 593
Ape flotabile XVI, 156
— mari II, 64 V, 420, 425
— navigabile XVI, 156
**Apostol, A,** XIV, 15, 19, 21
Aquatoriu XVII, 215, 223, 238
Argilă IV, 285, 294, XIII, 1040, XV, 106
**Arhimede** III 146
Armături (beton) XIII, 1007
Artere III, 205 XXIV 913
**Arutiunian** XIII, 1028
Ascensiune capilară (v. capilaritate)
Ascensor de nave XVI, 176
Asigurare hidrologică II, 28, 60, XIX, 443
Aspersiune XXI, 66, 663 719
Aspirator XI 815 XVIII 455
Aspiraţie XI, 814, XX, 619, XXI, 703, XXIV, 923,
Atenuarea scurgerii în albii II, 73
Atmometru (Livingston) II, 52
Atmosferă II M, 89
— fizică III 21
— tehnică III, 139
Autodragaj XV, 135
Autoepurare VI, 446, 448
Automatizări XI, 868 XX, 625, XXI, 708, XXV, 1022
Avalanşe II M, 94
Avanport (v. radă)
Avanradier IX, 625
Aversă II, 49, 64, IIM, 96
Avizul de gospodărire a apelor VIII, 541
Axă de plutire III, 146
**Axnes** XVIII, 391
Azbociment XIII, 1058

B

**Babbit** XXV, 1111
Bacterii mineralizatoare VI, 449, XXV, 1046, 1078
**Bahmetev** III, 233
Bajoaier XVI, 198
Banc XV, 85
**Banki** XI, 799
Bar III, 139
Baraj cu bolţi (arce) multiple X, 728
— cu contraforţi X, 716
— cu cupole multiple X, 733
— cu plăci de beton armat X, 725
— cu rost perimetral X, 696
— cu rosturi lărgite X, 689
— de acumulare (v. lac de acumulare)
— de anrocamente (v. baraj de piatră)
— de derivaţie IX, 587, XVIII, 307
— de derivaţie cu stavile IX, 5 588
— de greutate X, 674
— de materiale ocale X, 739, 770, 786
— de pământ X, 739
— de pământ sedimentat X, 765
— de pământ şi de anrocamente X, 786
— de piatră X, 770, 771
— deversor de derivaţie IX, 588
— evidat X, 716
— izogon X, 595
— mobil (v. baraj de derivaţie cu stavile)
— pentru corectarea torenţilor XIV, 51, 65
— precomprimat X, 691
— Rosič XIV, 53 î
— tip Ambursen (v. baraj cu plăci de beton armat)
Barometru IIM, 90, III, 139
**Basset** X, 714
Batometru II, 78
**Baumann** XXV, 1111
**Bazin** III, 186, XIV, 20
Bazin de aerare (v. aerarea apei)
— se aspiraţie XX, 623, XXI, 699, XXIV, 924, XXV, 1016
— de fermentare XXV, 118

Bazin de recepţie XXV, 1016
— de refulare XX, 623, XXI, 699
— de retenţie XXV, 1010
— hidrografic II, 37, II M, 111
— portuar XVII, 226
**Beaufort** IIM, 93
**Benoto** XII, 925
Berbecul hidraulic XI, 853
**Berg** II, 49, XIII, 1024
**Bergeron** II, 41, III, 219 XVIII 396
**Bernoulli**, III, 157
**Bernoulli-Lagrange** III, 238
Betoane hidrotehnice speciale XIII, 1034
Beton XIII, 999, 1036, XV, 107
— armat XIII, 999, 1036, XV, 107
— hidrotehnic XIII, 1034
— prepakt XIII, 1035
— torcretat XIII, 1035
— vacuumat XIII, 1034
Betonarea sub apă XII, 994
**Bialovici** XIX, 529
Bief XVI, 163
Bifurcaţie (v. ramificare)
Bilanţ hidrologic II, 53, IIM, 96
Bilanţul apei în sol XXI, 640
— apelor V, 406
Biocenoza apei I, 23
Biocoagulatoare XXV, 1062
Biofiltru (v. filtrarea biologică)
Biologia şi apa I, 23
**Bishop** X, 758
Bitum XIII, 1054, XV, 107, 128
**Blasius** III, 184
**Bleich** XII, 898
**Blench** XV, 96
**Bligh** XIX, 513
Bloc de montaj XVIII, 463
Blocul agregatelor XVIII, 461
Blocuri de beton XV, 112
**Boldakov** XIV, 17, XX, 569
**Bourgin** XIV, 71
**Boussinesque** XV, 100
**Bowen** II, 53
**Boys** (du), (v. du Boys)
**Brateş** XX, 612
**Brillouin** III, 174
**Brinch Hansen** IV, 353,
Brumă IIM, 95
**Buckingham** IV, 302
Burniţă II M, 96

C

**Cain** X, 698
**Calame şi Gaden** III, 224, XVIII, 407
Cală XVII, 271, 276
Calcule de gospodărire a apelor V, 416
— de optimizare VII, 512
— economice VII, 465
XVIII, 327, 356, XV, 1132
Calculul energiei şi puterii XVIII, 227, 294, 302, 303, 333, 341,
— oscilaţiilor la castele (v. oscilaţii)
— secţiunilor de beton şi beton armat XIII, 1036
— şi dimensionarea căptuşelilor XVIII, 370, 410, 433,
Calităţile apelor V, 430, 434, VI, 451, XXIV, 833,
Calorie I, 21
Cameră de echilibru XVIII, 307, 378
— de încărcare XVIII, 418
— spirală XVIII, 472
Canal XXV, 87
— de centură XX, 576
— de coastă XX, 576
— de fugă XVIII, 307
— de spălare IX, 601
— navigabil XVI, 169
— **Parshall** II, 86, XXV, 1059
— pescăresc XXII, 736
Canale de canalizare XXV, 973
— de desecare XX, 564
Canalizarea cursurilor de apă XVI, 163
Canalizări XXV, 949
Cantităţi de apă de canalizare XXV, 960
Capacitate de autoepurare VI, 448, 450
— de înmagazinare a canalelor XXV, 971
— energetică a acumulării XVIII, 301
— portantă a fundaţiilor IV, 340
Capcană de aluviuni XIV, 58
Capilaritate I, 15, IV, 293
Capre, XV, 112
Captare de izvor XXIV, 839
— prin puţuri XXIV, 841
— prin drenuri XXIV, 847
— sezonieră IX, 587
— tiroleză IX, 630

Captarea apei IX, 553, XXI, 700, XXIV, 835
Captator de pietriş IX, 593, 635
**Caquot-Kerisel** IV, 370
Carabure (v. rulou de piatră)
Caracteristica conductei III, 217
Caracteristici ale albiilor de rîu XV, 80
Carcase XV, 112, 114
Carenă III, 146
Casa vanelor XVIII, 307
Castel de echilibru III, 220 XVIII 378
Castele de apă XXIV, 939
Categorii de calitate ale apelor de suprafaţă VI, 451
**Cauchy-Riemann** III, 160
Cavitaţie I, 20, III, 203, XI, 814, XIII, 1021
Căderi caracteristice ale uzinelor hidroelectrice XVIII, 295
Căi navigabile interioare XVI, 155
Căldură de umectare II M, 113
— de vaporizare a apei I, 21
— specifică a apei I, 21
Călugăr XXII, 749
Cămăşuială (v. căptuşeli de galerii şi derivaţii)
Cămin - călugăr XXII, 749
Căptuşeli de galerii şi derivaţii XVIII, 367, 370, 412
Căptuşirea canalelor XVI, 173, XX, 609 XXI, 680
Căsoaie XIV, 54, XV, 112
Ceaţă IIM, 95
**Cegodaev** XX, 569
Celeritate III, 211
Centrală cu turbine cu gaze XVIII, 336
— electrică de termoficare XVIII, 336
— hidroelectrică XVIII, 286, 445
— nuclear electrică XVIII, 336
— termoelectrică de condensaţie XVIII, 336
**Centrifloc** XXV,1074
Cerinţe ale folosinţelor de apă V, 391
**Certousov** XIV, 60
**Chambaud** X, 738
**Charmilles** XI, 859
Cheia debitelor (v. curba debitelor)
Cheltuieli anuale ale amenajărilor hidroelectrice XVIII, 354
Cheson de fundaţie XII, 910
Cheu XVII, 232
**Chézi** III, 182, XV, 104
**Chiriţă, C.D.** XIV, 18
**Ciang** XV, 101
Ciclon II M, 91
Ciclograma excavaţiilor la galerii XVIII 376, 444
Ciclu economic VII, 476
— hidrologic II, 34
Ciment XIII, 1005
Circulaţia generală a atmosferei II, M, 93
— vitezei III, 162
Circulaţie transversală XV, 82, 90, 114
**Ciugaev** IV, 376
Cîmpuri de infiltraţie XXV, 1075
— de irigaţie (v. irigaţii cu ape uzate)
Clase de căi navigabile XVI, 156
Cleionaj XIV, 43
Climat (v. climă)
Climatologie (v. climă)
Climă II M, 97
Coagularea suspensiilor XXIV, 858
Coeficient de acumulare XVIII, 300
— de debit III, 195, 240
— de dilataţie al apei I, 21
— de evidare X, 691
— de formă (plenitudine) al navei XVI, 162
— de instalare XVIII, 295
— de îndrăzneală X, 693
— de înecare III, 197
— de întîrziere XX, 573
— de regularizare al acumulării XVIII, 300
— de utilizare a debitului XVIII, 295
— de utilizare a acumulării XVIII, 301
Coeficientul patului XII, 897
Coeficienţi de filtraţie şi de infiltraţie XX, 587, XXI, 657
— de frecare între diferite materiale IX, 624
— de permeabilitate (v. permeabilitate)
— de porozitate (v. porozitate)
— de rugozitate (v. rugozitate)

Coeficienţi de scurgere II, 59, XX, 568, 575 XXV, 968
— de seismicitate XVIII, 415
— de siguranţă a taluzurilor IV, 369, 375, X, 756
— de siguranţă la baraje X, 758
— de siguranţă pentru construcţii hidrotehnice XVIII, 467
— de siguranţă pentru ziduri de sprijin IX, 624
— de stabilitate pentru construcţii hidrotehnice XVIII, 467
— de transformare a asigurărilor (v. transformarea asigurărilor)
Coeziunea pămînturilor IV, 294,
**Colerete** XIII, 1035]
**Colebrook-White** III, 184
Colmatare XV, 122, XX, 562, 605
Coloană (stuf) XXIII, 820
Combaterea acţiunilor dăunătoare (distructive) ale apelor V, 394, VIII, 537, XIV, 14, 71
— alunecărilor de teren (v. alunecări de teren)
— aluviunilor la prize IX, 599
— eroziunii terenurilor XIV, 14
Compactarea pămînturilor la baraje şi diguri X, 762, XIII, 1041, XIX, 546
Complex de adsorbţie (v. adsorbţie)
Compoziţie granulometrică (v. curbă g)
Compresibilitatea apei I, 14
— pămînturilor IV, 302
**Compressol** XII, 922
Concentrarea nămolurilor XXV, 1099, 1118, 1120
Concentraţia suspensiilor (v. turbiditate)
Condensare II M, 95
Condiţie de echivalenţă VII, 476
Condiţii de calitate ale apelor de suprafaţă (v. calitatea apelor)
Conductă forţată XVIII, 307, 431
Conducte de aducţiune (v. aducţiuni)
— forţate III, 220, XX, 621, XXI, 704, XXIV, 897
— pentru irigaţii XXI, 687
Conductivitatea apei I, 21
Confluenţă XV, 136
Consistenţa betonului XIII, 1000
Consolidarea canalelor (v. căptuşirea c)
Consolidări de mal (v. apărări d.m.)
Constante hidrofizice XXI, 641
**Constantinescu. M.** II, 64, XIV, 17
Construcţii accesorii şi speciale pentru canalizări XXV, 993
— anexe la captări IX, 628
— anexe la centrale hidroelectrice XVIII, 465
— pentru amenajări hidroenergetice XVIII 307
Consum de oxigen XXV, 1028
Consumuri tehnologice de apă XXIV, 831
Contracţie III, 194
Controlul betonului XIII, 1030
Convoi XVI, 162
Corectarea torenţilor XIV, 14, 40
Corelaţia hidrologică II, 34
**Coriolis** III, 159, XV, 83
Coroziune I, 20, XIII, 1014, 1053
**Cosmeşti** (v. lucrări tip C.)
Cotă piezometrică III, 158
**Coulomb** IV, 308, 354, 369,
Covor impermeabil X, 751
Crescătorie piscicolă XXII, 757
**Cristianovici** XVIII 422
Criterii de similitudine (v. similitudine)
Crotovinare XX, 591
Crov XX, 557
**Culmann** IV, 357, XII, 936
Cumpăna apelor II, 37
Cuplă maestră XVI, 160
Curba debitelor II, 87
Curbă batimetrică II, 85
— de depresiune (v. infiltraţie)
— de infiltraţie (v. infiltraţie)
— de remuu (v. remuu)
— granulometrică II, 78, III, 246 IV, 283
— hipsometrică II, 39
Curbe de infiltraţie în baraje (v. infiltraţie î.b.)
— de sarcină ale sistemelor energetice XVIII, 328
Curent atmosferic (v. circulaţia generală a atmosferei)
— de fluid III, 155
— transversal (v. circulaţie transversală)
Curgere cu suprafaţă liberă III, 225
Curgere gradual variată III, 228
Curgeri ale apei (v. mişcări ale a.)

Cutremur (v. efect cutremur)
Cuvetă II, 83

D

Dană XVII, 236, 248
**Darcy** III, 182, 249, IV, 299, 302,
Date climatologice II M, 97
**Davis** X, 712
Debit III, 155
— captat V, 393
— consumat V, 393
— critic II, 80
— de curgere salubră (v. debit de servitute)
— de formare a albiei XV, 94
— de servitute V, 394, VIII, 537
— instalat XVIII, 295
— restituit V, 393
— solid II, 78, 80, III, 271, V, 426
Debite caracteristice ale uzinelor hidroelectrice XVIII, 294
— de desecare XX, 565
— de irigare, XXI, 661
Debitmetru III, 202
— **Parshall** (v. canal **Parshall**)
Decantoare XXIV, 863, XXV, 1064, 1074, 1082, 1093
Dedurizare XXIV, 892
Deferizare XXIV, 891
Deformaţii ale pămînturilor IV, 330
Degrosisoare XXIV, 877
**Delta Dunării** XXIII, 781, 790, 821
Demanganizare XXIV, 891
Densitatea apei I, 13
Deplasament XVI, 161
Depozit portuar XVII, 239
Depresiune baricâ IIM, 91
Depunere de aluviuni (v. aluviuni)
— de fund VI, 449
**Dériaz** XI, 859
Derivaţie V, 337
— forţată XVIII, 378, 431
Derivă (v. viteză de d.)
Derogări de la condiţiile de evacuare VIII, 355
Desalinizarea apei XXIV, 894
Descărcători de ape mari (v. deversor)
Deschidere de spălare IX, 601
Desecări XX, 555, 559
Deshidratarea nămolurilor (v. concentrarea n.)
Deversor III, 239, V. 424, IX, 588, 602 XIV, 58, XVIII, 307
Dezactivarea apei XXIV, 896
Dezgheţ II M, 92
Dezinfectarea apei XXV, 1100
Deznisipatoare IX, 565, XXV, 1051
Diafragmă de impermeabilizare X, 780
Diagramă de durată II, 85
— de frecvenţă II, 85
— ternară IV, 285
Diametru economic III, 207, XVIII, 433, XXIV, 917
— efectiv III, 246
Difracţia valurilor XVII, 259
Diguri XIV, 54, XV, 120, XIX, 490, 497
Dinamica albiilor XV, 82
Dipol I, 12, III, 165, IV, 282
Disipator de energie IX, 608
Dispozitiv de drenaj la baraj (v. drenaj 1.b.)
— de etanşare (v. etanşare)
— **Neyrpic** XXI, 693
— **Potapov** (v. panouri P.)
**Djunkovski** X, 667, XVII, 259, 263
**Dmohovski** XII, 926
Documentaţie de gospodărire a apelor V, 436
Docuri XVII, 278, 280
**Dörr** XII, 926
Dren absorbant XX, 585
Drenaj al solului XX, 554
— la baraje X, 687, 697, 752
Drenaj-cîrtiţă XX, 589
Drenaje XX, 560, 585, 603
Drenuri III, 264, XXIV
Drondov II, 35
**Du Boys** II, 81, III, 271, XV, 90
**Dubah** XX, 577
Durata de golire a lacului XVIII 301
— de recuperare VII, 475
**Dunăre** (pompe) XX, 612, XXIII, 815

E

Echipament mecanic la baraje de derivaţie IX, 636
Echivalent energetic al acumulării XVIII, 301

Ecluză de cheson XII, 913
— de navigaţie XVI, 178, XXIII, 812
Ecran la baraje X, 748, 775
Ecuaţia generală a hidrostaticii III, 135
— impulsului (v. teorema impulsului)
Ecuaţie de continuitate III, 125
Edometru IV, 302
Efecte ale cutremurelor X, 670, 679, 703
— ale variaţiilor de temperatură X, 671
— energetice şi funcţionale ale uzinelor hidroenergetice XVIII, 339
Efectul **Lénard** II M, 96
Eficienţă economică VII, 474, 479, XVIII, 357,
Efort de tîrîre (v. forţă d.t.)
Eforturi în pămînt IV, 315
**Einstein** II, 82
Ejector XI, 851
Elasticitatea apei I, 14
Electricitate atmosferică II M, 96
Electrometeor II M, 96
emente climatologice (v. date climatologice)
— de beton (de beton armat), (v beton, beton armat)
— de construcţie pentru regularizări XV, 108
— hidrologice ale **Deltei Dunării** XXIII, 790
Elevator hidropneumatic XI, 853
**Else** IX, 628, X, 749
Elutrierea nămolurilor (v. spălarea n.)
Energia uzinelor hidroelectrice (v. calculul energiei şi puterii)
Energie hidraulică XVIII, 285
— potenţială III, 158
**Enginneering-News** XII, 930
Epiu (v. pinten)
Epura bazinului hidrografic II, 37
Epurararea apelor uzate VI, 456, XXV, 1043
Erodare (v. eroziune)
Eroziune II, 83, IIM, 94, III, 221, 265, XIV, 13
**Escande** XVIII, 410
**Escher-Wyss** XI, 859
Etanşare IX, 639
**Euler** III, 121, 123, 131, 274
Evacuarea apelor XII, 987, XX, 582
Evacuator (v. deversor)
Evaluări de cost pentru centrale hidroelectrice XVIII, 480
Evaporarea apei II, 52, IIM, 93, 95, 114
Evaporimetru (**Piche**) II, 52
Evapotranspiraţia II, 51, IIM, 93 XXI, 651
— potenţială II, 55,
**Evdokimov** III, 272
Executarea centralelor hidroelectrice XVIII, 479
— excavaţiilor XII, 975
— galeriilor (v. executarea lucrărilor în subteran)
— lucrărilor în subteran XVIII, 375, 443
Exosfera II, M, 90
Exploatarea stufului XXIII, 818

F

Factor de neacoperire V, 409
**Fair şi Geyer** VI, 450, XXV, 1037
**Fargue** XV, 85
Fascine (v. nuiele)
Faze (pămînt) IV, 282
**Fedorov** X, 769
**Fellenius** IV, 376
Fereastră de priză IX, 592
Fermentarea nămolurilor (v. prelucrarea n.)
Fetch XVII, 251, XIX, 509
**Figari** X, 716
Film laminar III, 179
Filtrarea biologică XXV, 1078, 1087
Filtraţie II, 57
Filtru biologic (v. filtrarea biologică)
— invers la baraje X, 753
— pentru deshidratarea nămolului XXV, 1126
— pentru tratatea apei XXIV, 875
Fir de curent III, 155
Fişii (v. metoda fişiilor)
Fitoplancton I, 22
Flanşe **Gibault** XXI, 689
**Floctrol** XXIV, 872
Floculareа chimică (v. precipitarea c.)

Flotaţie (nămoluri) XXV, 1119
**Fluid** incompresibil III, 123
— newtonian III, 123
— perfect III, 4, 123
Fluiditatea apei I, 15
Fluorizarea apei XXIV, 895
Folosinţe de apă V, 390, 403, VIII, 530
**Forcheimer** III, 186
Forma bazinului hidrografic (v. bazin h.)
Format de asigurare II, 31
Formaţii torenţiale XIV, 13
Forţă arhimediană III, 146
— de antrenare (v. forţă de tîrîre)
— de tîrîre II, 80, XV, 90, 103
— seismică (v. efect cutremur)
Forţe din variaţii de temperatură (v. efect v.d.t.)
Fose septice XXV, 1110
**Fourier** X, 672
Fracţiuni granulometrice IV, 282
Francbord XVI, 161
**Francis** XI, 799, 806, 859, XVIII, 312
**Frechet** II, 28
Frecvenţă relativă II, 28
**Frenkel** III, 184
**Froude** III, 228, 275, 278, XV, 87, 93
**Frölich** IV, 341
Funcţie de probabilitate II, 28
— **Gama** II, 28
Fulger II M, 96
Fundaţii IV, 340, XII, 895, XVIII, 476

## G

Gabarit de aer XVI, 157
— de apă XVI, 157
— de navigaţie XVI, 156
Gabioane XIV, 47, XV, 111
**Gaden** III, 224
Galerie XVIII, 307, 360, 431
— de fugă XVIII, 307
— de vizitare X, 689, 697
— hidrotehnică (v. galerie)
— la captări IX, 598
**Galerkin** X, 734
**Gama** (v. funcţia G.)
Garduri de nuiele XIV, 54, XV, 111, 114, 125
Garnisaj XIV. 43
Gărduleţe (de nuiele), (v. garduri de nuiele)
**Gaşpar R.** XIV, 17, 21
**Gauss-Laplace** II, 28
**Gavrilovici** XIV, 21
Gel-beton XIII, 1047
Gelivitatea betonului XIII, 1018
Geotehnica IV, 281
**Gerstner** XVII, 252
**Geyer** VI, 450
Gheaţă I, 11, 13
**Ghirskan** XXI, 679
**Gibault** (v. flanşe G.)
Gofraj XVII, 260
**Goncearov** III, 271, XXI, 677
Gospodărirea apelor V, 385, 403, VIII, 528
— apelor mari V, 420, 425
— apelor subterane V, 433
— calităţii apelor V, 430
— debitelor solide V, 385, 426
Grad de corelaţie II, 34
— de diluare VI, 447
— de epurare VI, 451, XXV, 1023
— de epurare necesar (v. grad de epurare)
— de eroziune XIV, 17
— de îndesare IV, 290
— de saturaţie (v. grad de umiditate)
— de umiditate IV, 291
— de umplere III, 226, XXV, 989
Gradient al presiunii III , 249
— baric II M, 93
— de potenţial II M, 97
— termic vertical II M, 92
Grafic dispecer V, 414
Granulometrie (v. curbă granulometrică)
Granulozitate (v. curbă granulometrică)
Grătar de canalizare XXV, 1020, 1048
— de iarnă IX, 593, 633
— de prize IX, 592, 630
Greutatea specifică a apei I, 13
Grilaj electric XXII, 739
Grindină II M, 96
**Grişin** X, 769
Groapă XV, 85
**Gumbel** II, 28
**Gunit** (beton) XIII, 1035
Gură de evacuare XX, 608
**Gutzwiler** X, 716

**Guyon** XX, 596
**Gvozdev** XIII, 1022

H

**Hagen-Poiseille** III, 178
**Hazen** III, 251
**Hele-Shaw** III, 174
Helling XVII, 271
**Herheulidze** XIV, 21
Heterosferă IIM, 90
Hidraulică III, 121
Hidroconductivitate IV 302
Hidrodinamica III, 155
Hidrofor XI, 831, 849, XXIV, 928
Hidrograf adimensional II, 67, 70
— al debitelor II, 59, 75
— al nivelurilor II, 84
— de viitură II, 64
— elementar XIV, 17
— unitar (**Sherman**) II, 64
Hidroizolarea fundațiilor XII, 966
Hidroizolații XIII, 1059
Hidrol I, 11
Hidrologia **Deltei Dunării** XXIII, 790
— **uscatului** IIM, 89
Hidrologie II, 27
Hidromecanica III, 121
Hidromecanizarea la baraje X, 765
Hidrometeor II M, 95
Hidrometria adîncimilor II, 85
— debitelor II, 86
— nivelurilor II, 83
Hidropulsor XI, 853
Hidrosferă II M, 89
Hidrostatică III, 134
Hietogramă II, 50
Higrograf II M, 95
Higrometrie II M, 95
Higrometru II M, 95
**Hochstrasser Weise** (piloți) XII, 925
**Holzmann** II, 53
Homosferă II M, 90
**Hooghoudt** XX, 595
**Hooke** IV, 305, X, 703
**Horton** II, 57
Hulă III, 238, XVII, 252
**Hutington** XII, 962

I

Iazuri biologice XXV, 1077
— de nămol XXV, 1110
Iernatec (v. adăpost de iernare)
**Imhoff** XXV, 971, 1094, 1104
Impermeabilizări la baraje X, 746
Impuls III, 187
Impurificarea apei VI, 443
Incubatoare XXII, 754, 767
Indicatori ai eficienței economice VII, 474
Indice de infiltrație II, 57
— de stabilitate XV, 86
— pluviometric II M, 113
— pori III, 247, IV, 289
Indici caracteristici ai zonelor curbelor de sarcină XVIII, 329
— energo-economici XVIII, 354
— pămînt IV, 296
— pentru centrale hidroelectrice XVIII, 480
Infiltrare II, 57, 76, III, 246,
Infiltrația în baraje X, 754, 787
Infiltrometru II, 57
**Inglis** XV, 95
Injector XI, 851
Instalație de andocare XVII, 268
— LIU XII, 993
Intensitatea infiltrației II, 57
Inundații VIII, 537, XIX, 489
Investiție colaterală VII, 467
— conexă VII, 467
— de calcul VII, 469
— specifică VII, 505
Investiții ale amenajărilor hidroenergetice XVIII, 354
Ionosferă II M, 90
Irigații V, 404, XXI, 637, 720
— cu ape uzate XXI, 710, XXV 1075
**Irribaren** XVII, 252, 263
Istogramă IV, 283
Izocrone II, 72

Izohlete II, 43
Izvor (mişcare potenţială) **III,** 164
Izvoare XXIV, 839

**Î**

Îmbogăţirea straturilor subterane XXIV, 851
Îmbrăcăminţi ale taluzurilor XIV, 41 54, XV, 125, XIX, 522
Îmbunătăţirea calităţii apei XXIV, 851
— pămînturilor (v. pămînturi îmbunătăţite)
— terenurilor de fundaţie XII, 967
Împingerea activă IV, 354
Împotmolire (v. aluviuni)
Înălţime cinetică III, 158
— de siguranţă (canale) XX, 579
— piezometrică III, 158
— vacuumetrică III, 139
Înălţimea saltului III, 235
Încercări de laborator pentru pămînt IV, 313
— pe model III, 273, XV, 104
Închidere de albie XV, 121
Îndiguiri XIX, 489
Înecare III, 197, 243
Îngheţ I, 13, II M 92, 96, 114, III, 22 6
Îngroşarea nămolurilor (v. concentrarea nămolurilor)
Inierbări XIV, 41, XV, 125, XIX, 524
Înmagazinarea apei XXIV, 930
Înmagazinare în albie II, 73
Însămînţări (v. înierbări)

**J**

**Jaeger** III, 236, XVIII, 405
**Jemocikin** XII, 902
Jet de fluid III, 156, 192
Jeteu XVII, 221
Jgheaburi XXI, 684
**Johnson** XVIII, 391
**Jorgensen** X, 694, 695
**Jukovski** III, 211, 263
**Juscenko** (v. incubatoare)

**K**

**Kacinski** XXI, 679
**Kaplan** XI, 799, 817, 889, XVIII, 311
**Karpinski** XXV, 1117
**Kelen** X, 716
**Kellerhals** XV, 103
**Kerisel** IV, 370
**Kessener** XXV, 1100
**Kirchhoff** X, 714
**Kohler** II, 41
**Kolmogorov** II, 28
**Konakov** III, 184
**Kopecky** XX, 553
**Kosteakov** XX, 568, 573
**Kozeny** III, 252, 259
**Kreps** II, 64
**Krieger-Ofiţerov** (v. profil K.—O.)
**Krőber** III, 251
**Kuoroz** III, 272
**Kuznetov** X, 670

**L**

**Labzovski** XVII, 252
**Lacey** XV, 96
**Lacroix** III, 148
Lacuri (formaţiune hidrologică) VI, 450 XV, 131,
— de acumulare II, 82, V, 386, XVIII, 307, 309, 312
**Lagrange III,** 122, 238
Lagune (v. iazuri de nămol)
Landşaft II M, 97
**Lane** XIX, 513
**Laplace** II, 28, III, 174, 238
Lapoviţă II M, 96
Legătură de hidrogen I, 12
Legea generală a hidrostaticii (v. ecuaţia g.a.h.)
Legislaţia în domeniul hihrotehnic VIII, 528
Lemnul XIII, 1053, XIV, 43, XV, 107
**Lénard** II M, 96
**Levi** II, 81, XV, 95, 102, 103
Lichid real III, 174
Limnigraf II, 84
Linie de curent III, 155
— de plutire III, 146, XVI, 160

Linie energetică III, 158
— piezometrică III, 158
— tehnologică (la captări) IX, 564
**Linsley** II, 41
Lisimetru II, 57
**LIU** XII, 993
**Livingston** II,52
Loess IV, 289
**Lohtin** IX, 558, XV, 86
**Lombardi** X, 699
**Lorentz** X, 749
**Love** X, 714
Lovitură de berbec III, 211, XI, 853, XXIV, 925
Lucrabilitatea betonului XIII, 1000
Lucrare agrotehnică antierozională XIV, 31
— biologică XIV, 40
— de amenajare a albiilor torenţilor XIV, 40
— de amenajarea versanţilor torenţilor XIV, 28
— de gospodărire a apelor V, 386, 416
— de regularizare cu caracter local XV, 134
— de regularizare la captări IX, 560, XV, 139, 140
— de regularizare la poduri XV, 138
— hidrotehnică la torenţe XIV, 40
— în albie XV, 112
— tip **Cosmeşti** XV, 141
Lucrări de artă la galerii XVIII, 369
**Lugeon** II, 52
Luminozitate, VI, 447
**Lvovici** II, 35

M

**Mach** III, 275
Macroclimat II M, 111
Macrorugozitate artificială XIV, 62
**Maddok** XV, 95
Magazie portuară XVII, 240
**Magno** XXIV, 891
**Manning** III, 186, XV, 101, XX, 600, XXIV, 900
Manometru III, 139,
**Marcello** X, 716
Masa specifică a apei I, 13
Masiv de ancoraj XVIII, 434, 438
**Maslov** IV, 342, X, 768, XIX, 521
Masticuri bituminoase (V. Bitum)
Maşini hidraulice XI, 797
**Mateescu, Cr.** III, 153
Material bituminos (v. bitum)
— de construcţie pentru regularizări XV, 106
— din polimeri (v. material plastic)
— lemnos (v. lemnul)
— monomolecular (v. material plastic)
— plastic XV, 108
Materiale locale XIII, 1040
— pentru construcţii hidrotehnice XIII, 997
Maxim baric II M, 91
**Maxwell** III, 174
**Mărcoiu, A.** XIV, 15, 19
Mărime hidraulică III, 267
Măsuri de gospodărire a apelor V, 386
Meandră XV, 83
Mediu poros III, 246
Melc (v. rulou de piatră)
Metacentru III, 147
Metale XII, 1052
Metantanc (v. bazin de fermentare)
Meteorologie II M, 89
Metoda fişiilor IV, 371, X, 757 XII, 965
— forţelor fictive XII, 898
— de udare XXI, 656
— **Monte Carlo** V, 407
Metode de proiectare a albiilor regularizate XV, 87
Meyer II, 53
**Meyer-Peter** II, 82, III, 271, XV, 102
**Meyer-Pressel** XVIII, 397
Mezoclimat II M, 111
Mezosferă II M, 90
Microclimat II M, 111
Microfiltru XXIV, 884
Milibar II, M 91
Mină hidrometrică II, 84
**Mises-Kolmogorov** II, 28
Mişcare axial simetrică III, 156
— laminară III, 156
— nepermanentă III, 156
— neuniformă III, 156
— paralelă III, 156
— periodică III, 156
— plană III, 156

Mişcare permanentă III, 156
— potenţială III, 159
— tranzitorie III, 156
— turbulentă III, 156
— unidimensională III, 156
— uniformă III, 156
— varabilă III, 156
— variată III, 156
— aluviunilor (v. aluviuni)
Mişcarea apei din rîuri XV, 82
— apei subterane (v. apa subterană)
Mlaje XV, 107
Model de fluid III, 122
Modelare (v. încercare pe model)
— statistică V, 407
Modelul infiltraţiei III, 247
Modificarea regimului hidrologic prin indiguire XIX, 500
Modul de debit III, 204
— de elasticitate al apei I, 14
Modulul scurgerii XX, 569
**Mohr** IV, 308
**Mohr-Rankine** IV, 309
**Monte Carlo** V, 407
Morişcă hidrometrică II, 86
**Morozov** III, 217, XVIII, 389, 392 407
**Mostkov**, XVIII, 392
Motor hidraulic XI, 798, 804
**Moţoc, M.** XIV, 21 XX, 575
**Mörsch** X, 698
Mufă **Simplex** XXI, 689
**Mund** IV, 355
**Munteanu , S. A.** XIV, 69
**Muraşev** XIII, 1024
Murdărire a apei VI, 443, VIII. 533
**Muskingum** II, 74

N

**Nash-Dooge** II, 74
Nave III, 192, XVI, 160
**Navier** III, 129, XIII, 1023
**Navier-Stokes** III, 130
Navigaţie interioară V, 406, XVI, 155
Nebulozitate II M, 95
Necesarul de apă XXIV, 829
Neutrosferă II M, 90
**Newton** I, 15, III, 123, 176, 214
**Neyrpie** XXI, 693
**Nikiforov** XXIV, 883
**Nikuradze** III, 183, 185, XXV, 985
Nivel minim de exploatare XVIII, 346
— normal de retenţie XVIII, 345
Nivelul apei II, 83
Nisip IV, 285, 293, XIII, 1040 XV, 106
**Nixon** XV, 95
Nod hidrotehnic XVI, 165
**Noetzli** X, 698, 721
Nor II M, 95
Normă de irigaţie XXI, 646
— de udare XXI, 648
**Norton** XXIV, 842
**Nökentved** XII, 937
Nucleu de baraj X, 746
Nuiele XIV, 54, XV, 107, 108, 109, 125

O

**Ofiţerov** IX, 602
Ogaş XIV, 14
Optimizare (v. calcul de optimizare)
Oraj II M, 97
Organizarea antierozională a teritoriului XIV, 14
— hidrologică a bazinului (v. sistematizare h.a.b.)
— interioară a folosinţelor (v. organizare teritorială a folosinţelor)
— teritorială a folosinţelor XIV, 30
Organizarea în domeniul apelor (hidrotehnic) VIII, 525, 546
Orezărie XXI, 658
Orificiu III, 194
Orografie II M, 96
Oscilaţii la castele XVIII, 388
Oxigen necesar XXV, 1027
Ozonizare XXIV, 887

P

Pachetaj de fascine (nuiele) v. nuiele
**Pagliuca** XXI, 664
Palplanşe (v. perete de palplanşe)
Panouri (regularizări de rîuri) XV, 90, 111, 113, 115
— **Potapov** XV, 90, 115

Pantă critică III, 228
— hidraulică III, 180
— piezometrică III, 177
Pante ale taluzurilor (v. taluz)
Paralelogram de scurgere XIV, 17
Parametri energetici XVIII, 294, 305, 340
Paraziţi atmosferici II M, 97
**Parshall** (v. canal P.)
Particularităţile apei I, 11
**Pascal** III, 137, XI, 845
**Pasini** XX, 572
**Paulhus** II, 41
Pavarea albiei XV, 103
**Pavlovski** III, 185
Pămînturi IV, 282, X, 741, XIII, 1040, XV, 106
— îmbunătăţite XIII, 1045
— loessoide IV, 289
— stabilizate XIII, 1045
**Pearson** II, 28
**Peck** XII, 928
**Pelton** III, 192, XI, 799, 826, XVIII, 300 312
Pepinieră, piscicolă XXII 741
Percolaţie II, 57, 76
Perdele forestiere XIV, 41, XIX, 528
— pentru regularizări de rîuri XV, 111, 113
Perete de palplanşe IX, 628, X, 749, XII, 981
Pereu XV, 126, XIX, 525
**Perez** XII, 931
Perii **Kessener** XXV, 1100
Perimetru udat III, 155
Permeabilitate II, 87, III, 249, 251, IV, 299, 302
Permeabilitatea betonului XIII, 1019
Perioadă de tranziţie VII, 481
Pescaj XVI, 160
*p*H I, 21, XXIV, 834
Piatră X, 773, XIII, 1048, XIV, 49, XV, 106
**Piche** II, 52
Pierderi de apă VIII, 533
— de sarcină III, 180, IX, 595, XI, 803, XXIV, 900
**Pierson-Neumann-James** XVII, 252
Piloţi (fundaţii) XII, 918
Pinteni XIV, 54, XV, 115
Piscicultură V, 405, XXII, 729
Pîclă II M, 95
Plan de amenajare V, 436, VIII, 529
— de apă III, 141
— de exploatare a uzinei hidroelectrice XVIII, 347, 353
— de formă al navelor XVI, 160
— de irigaţie XXI, 717
— de plutire XVI, 160
— dispecer al acumulării XVIII, 351
Plancton I, 22. XXIV, 888
Plantaţii XIV, 29, 32, 41, XV, 125
Plasticitatea pămîntului IV, 296
Plastifianţi XIII, 1006
**Platagea, G.** XIV, 19.
Ploaie II M, 96
Plutirea corpurilor III, 146
Pluviograf II, 43, II M, 96
Pluviogramă II 42
Pluviometrul II, 43, II, M, 96
Pod-canal XVI, 175
Pod de gheaţă II, 88, II, M, 92.
**Poiseuille** III, 178, IV, 299
**Poisson** III 178, IV, 305, X, 708, XII, 897 905, XIII, 1026, XVIII, 416
**Pokorny** X, 716
**Pokrovski** XXIV, 892
Polară (turbine, pompe) XI, 820
**Poliakov** XIV, 21
**Polşin — Tokar** IV, 345
Pompe XI, 799, 831, 859, XX, 612, XXI 700 XXIII, 815, XXIV, 927
**Poncelet** IV, 357, 370
Porozitate III, 246, IV, 289, XX, 553
Porozitatea betonului XIII, 1017
Port de aşteptare XVI, 209
Porturi XVII, 215
Porţi de ecluză XVI, 204
Post hidrometric II, 83
**Potapov** (v. panouri P.)
Potenţial al bazinului V, 400
— complex III, 161
— de viteză III, 159
— hidrologic II, 62
Potenţiale hidroenergetice XVIII, 289
Praf IV, 285
Prag (în albii) XIV, 43, 50, XV, 85, 123
— de fereastră IX, 561
**Prandtl** IV, 343
**Praşil** III, 174
Precipitare chimică XXV, 1073

Precipitaţie atmosferică II, 41, II M. 96
Prefiltru XXIV, 877
Prelevarea probelor de apă (v. probe d.a.)
Prelucrarea nămolurilor XXV, 1102
**Premo** XXIV, 900
Presiune absolută III, 138
— atmosferică II M, 90
— barometrică III, 138
— manometrică III, 138
— relativă III, 138
Presiunea aluviunilor IX, 606, X, 670
— gheţii IX, 606, X, 669
— în pori X, 669
— pămîntului IV, 353
— valurilor IX, 604, X, 667
**Pressel** III, 223, XVIII, 391
Prestaţii VII, 472
Preţ de cost VII, 505, XVIII, 355
Prevenirea acţiunilor distructive a apelor VIII, 537
— alunecărilor de teren (v. alunecare de teren)
Principii ale regularizării rîurilor XV, 79
— de amenajare stuficală XXIII, 798
Priză de apă IX. 554, 592 XVIII, 307
— de iarnă IX, 630
— de vară IX, 633
— etajată IX, 601
— tiroleză IX, 630
Probabilitate de satisfacere a cerinţelor de apă V, 391
— hidrologică II, 28
— normată V, 423
— totală II, 28
Probă de apă I, 22
Proces bacterial VI, 449
— de albie XV, 79
— torenţial XIV, 13
**Proctor** X, 763, XIII, 1041
Productibilitatea şi producţia de energie a uzinelor hidroelectrice XVIII, 303
**Profil Krieger- Ofiţerov** IX, 602
— optim III, 226
Proiectarea albiilor regularizate XV, 87
**Propeler** XI, 799, 817
Proprietăţile apei I, 13
— apelor uzate XXV, 950
Protecţia albiilor VIII, 536
— apelor (v. protecţia calităţii a.)
— calităţii apelor V, 394, 430, VI 443, 454, 460, VIII, 533
Protecţia surselor de apă VI, 460
— taluzurilor (v. îmbrăcăminţi de taluzuri)
Protecţii de anrocamente X, 764, XV, 106 XIX, 524
Psihrometru II, M, 95
Pulpă III, 272
Pulsaţie III, 179
Pulsometru XI, 855
Putere evaporantă II, 52
Puterea remorcherelor XVI, 162
— uzinelor hidrolectrice (v. calculul energiei şi puterii)
Puţ abisinian XXIV, 714
— absorbant III, 164, XX, 561, 601
— colector XX, 602
— cu drenuri radicale XXIV, 849
— de vizitare X, 689, 697
— imperfect III, 258
— mixt III, 259
— perfect III, 258
**Puzirevski— Fröhlich** IV, 341

## R

Radă XVII, 223
Radiaţia solară II M, 97
Radioactivitatea apei I, 21
Raionare portuară XVII, 236
Ramificare (albii) XV, 136
Randamentele uzinelor hidroelectrice XVIII, 298
**Rankine** IV, 309, 354, XII, 959
Raport *a/c* (beton) XIII, 1909
Ravenă XIV, 14
Rază hidraulică III, 155
Răşini XIII, 1059
Reactivitatea agregatelor XIII, 1021
Reacţia apei I, 21
Reaerare VI, 448
Reazemele conductelor XVIII, 438
Rectificare (albie) XV, 134
Refulare, XX, 621, XXI, 704
Regim de irigaţie XXI, 640
— fluvial III, 228
— hidrologic II, 83
— lent III, 228

Regim natural V, 395
— rapid III, 228
— regularizat V, 395
— toreniţal III, 228
Regularizări cu caracter local XV, 134
— de debit V, 386
— de rîuri XV, 79, 141
— la captări (v. lucrări de regularizare l.c.)
— la poduri (v. lucrări de regularizare l.p.)
Relaţii de generalizare a lucrărilor tip Cosmeşti XV, 146
— morfometrice XV, 93,
Remuu III, 229
Repartiţia pe beneficiari a costurilor VII, 506
Reprezentare conformă III, 170
Resurse de apă V, 388
— hidroenergetice mondiale XVIII, 293
— naturale de energie XVIII, 285, 334
Reţea hidrografică II, 37
— hidrometrică II, 83
Reţele de canalizare XXV, 952
— de distribuţie în alimentări cu apă XXIV, 910
— de distribuţie în irigaţii XXI, 675
**Reynolds** III, 178, 274, 277
Rezerva pilotului XVI, 156
Rezervă de incendiu XXIV, 938
Rezervoare XXIV, 930
— de fermentare XXV, 1111
Rezistenţă pasivă IV, 353, 369
Rezistenţe la roci XIII, 1048, 1050
Rezistivitatea apei I, 21
**Richards** IV, 302
**Richardson** II, 53
Ridicare capilară (v. capilaritate)
**Riemann** III, 160
Rigolă de şiroire XIV, 13
Risbermă IX, 621
**Ritter** X, 698
**Ribkin** XV, 96
Rocă IV, 281
— pămîntoasă IV, 282, XIII, 1040
— stîncoasă IV, 281, XIII, 1040
**Roe şi Ayres** XX, 584
**Rolley** XX, 585
**Rosič** XIV, 53
Rost perimetral X, 696
Rosturi în baraje X, 687, 696, 697
Roată II M, 95
Roza vînturilor II M, 93
**Rozanov** X, 739
**Röntgen** I, 11
**Ruffel** VI, 447
**Ruffieux** X, 698
Rugozitate III, 186, XV, 101, XVIII, 389
— relativă III 181
Ruliu III, 148
Rulou de piatră XV, 109
Ruperi de pantă XIV, 41, XX, 607 XXV, 1000

S

**Saliger** XIII, 1026 1028
Salt hidraulic III, 235
Saltele de beton XV, 112
— de fascine XV, 100
**Salzgitter** XII, 926
Sarcina secţiunii III, 226
Sarcină cinetică III, 179
— hidrodinamică III, 179
— hidrostatică III, 138
— piezometrică III, 179
Sas (cheson) XII, 913
— (ecluză), XVI, 180
**Scalabrini** X, 696
**Scelkanov** X, 737
Schemă de alimentare cu apă XXIV, 827
— de amenajare V, 395
— de canalizare XXV, 952
— hidrotehnică pentru amenajări stuficole XXIII, 803
Scheme de amenajare ale uzinelor hidroelectrice XVIII, 308, 312
**Schneebeli** III, 250
**Schneyder** III, 219
**Schoklitsch** II, 82, XV, 102, XVII, 394
**Schumacher** XX, 553
Scurgere de bază II, 75
— hidrologică II, 36
— hipodermă II, 41
— minimă II, 75
Secare II M, 93, 96
Sector de irigare XXI, 671
— model XV, 82
— stabil XV, 82

Secţiune de calcul a bilanţului V, 408
— optimă (v. profil optim)
Secţiuni de canale (canalizare) XXV, 973
Sedimentare III, 267, VI, 447
Sedimente (v. aluviuni)
**Semikaplan** XI, 817
Separator de grăsimi XXV. 1061
**Sevelev** III, 186
**Shaw** III, 174
**Sherman** II, 64
**Shoterete** XIII, 1035
Sifon III, 203
**Sigunit** XIII, 1006
**Sika** XIII, 1006
Similitudine III, 273
**Simmons** XV, 95, 96
**Simplex** (mufe) XXI, 689
Sistem de canalizare XXV, 958
— de desecare XX, 562
— de irigaţie XXI, 640
— hidraulic III, 193
— hidrotehnic de apărare împotriva inundaţiilor XIX, 489
— local III, 194
— trofic VI, 449
Sistematizare hidrologică a bazinelor XIV, 14
Sistemul saprobiilor VI, 449
Site de canalizare XXV, 1050
— la captări IX, 565, 592
**Skempton** IV, 344
**Skrîlnikov** X, 698
**Skrob** XXIV, 892
Snopi de nuiele (v. nuiele)
Sondă acustică II, 86
— manuală II, 86
**Sokolovski** IV, 346, XIV, 17
**Soletanche** X, 749
Soluri XX, 553, 555
**Sonda** XX, 603
Spălarea nămolurilor XXV, 1119
Spectru hidrodinamic III, 161
Sprinklere XXIV, 890
Stabilitatea albiilor XV, 86
Stabilizarea pămînturilor (v. pămînturi stabilizate)
Staţie de epurare XXV, 1126
— hidrometeorologică II, 42
— pluviometrică II, 42
Staţii de pompare XVIII, 307, XX, 610 XXI, 695 XXIII, 815, XXIV, 922 XXV, 1016
Stavilă IX, 636,
Stăvilare XX, 608, XXII, 734, XXIII, 812
— pescăreşti XXII, 734
Stăvilirea alunecărilor de teren (v. alunecare de teren)
**Steopoe, Al.** XIII, 1015
**Stephenson** XVII, 252
Stocul scurgerii II, 62
**Stokes** III, 130
**Stoney** IX, 637
Strangulare III, 202
Strat limită III, 179
Stratosferă II M, 90
**Strauss** XII, 924
Străpungere (albie) XV, 83, 134
**Strickler** XV, 102
Structura aluviunilor II, 78
Structuri pămînt IV, 286
**Stucky** X, 698, 716
Stuful (biologie) XXIII, 778
Subirigare XXI, 667
Sublimare (a apei) II M, 95
Subpresiune X, 668
Substrat limită laminar (v. film laminar)
Sucţiune IV, 297
Sufozie IX, 625
Sul de nuiele (v. nuiele)
**Sulzer** XI, 859
Suprafaţă de alunecare XIV, 71
— de control III, 131
— de depresiune (v. suprafaţă de infiltraţie)
— de infiltraţie III, 246
Supraînălţarea digurilor XIX, 535
Suprapresiune III, 213
Sursă de apă XXIV, 835
— de impurificare V, 430 VI, 443, 455
— de murdărire VI, 443, 455
Suspensii (v. aluviuni)
**Sutherland** I, 11
**Sutro XXV**, 1057.
**Sverdrup-Munk-Bretscheider** XVII, 252

## Ş

Şantier naval XVII, 268
Şanţ cu val XIV, 33
Şenal navigabil XVI, 156
**Şestakov** X, 756
Şiroaie II M, 96
Şpriţ beton XIII, 1035

## T

Taluzuri IV, 370, X, 743, 764, 774, XII, 975, XIX, 507, XX, 580, XXI, 679
Tangaj III, 148
Tasarea pămîntului IV, 330
Telecomandă (v. automatizări)
Telesemnalizare (v. automatizări)
Temperatura aerului II M, 91, 97
— apei II M, 114
— solului II M, 113
Tensiune de frecare aparentă III, 179
— superficială I, 15
Tensiunea vaporilor de apă II M, 95, III, 203
Tensorul eforturilor unitare III, 127
Teorema impulsului III 187
Teoria polihidrolilor I, 11
Terase XIV, 35
Teren erodat XIV, 13
Teritoriu portuar XVII, 215, 236
Termograf II M, 92
Termometru II M, 91
Termosferă II M, 90
**Terracina** IV, 292
**Terzaghi** IV, 334, 344, 374, XII, 928
Tetraedru (regularizări de rîuri) XV, 112
**Thiessen** II, 44
**Thoma** XVIII 404
**Thomann** XI, 799, 817
**Thomas** III, 225
**Thornthweite** II, 53, XX, 568, XXI, 651
Timp de concentrare II, 69, 72, XX, 570, 572, XXV, 967
— de consumţie (v. timp de concentrare)
— de recuperare VII, 475
— de scurgere XXV, 967
Tipuri de amenajare stuficolă XXIII 803
**Tokar** IV, 345
Tonaj (nave) XVI, 161
Topirea zăpezii, II, 50, II M, 94
Tor II M, 90
Torcret XIII, 1035
Torent II M, 96, XIV, 14
**Tölke** X, 688, 694, 699, 733
Trafic portuar XVII, 216
Transbord XVII, 225
Transformare conformă (v. reprezentare c.)
Transformarea asigurărilor II, 61
Transformator hidraulic XI, 799, 845, 849
Transmisie hidraulică XI, 801
Transmiterea loviturilor de berbec pe aducţiuni XVIII, 408
Transportul aluviunilor (v. debit solid)
— betonului XIII, 1011
— sedimentelor (v. debit solid)
Transpunere în timp VII, 476
Tranzit portuar XVII, 230, 248
Trasarea barajelor arcuite X, 694
Tratarea apei (v. îmbunătăţirea calităţilor apei)
— apei cu coagulanţi (v. coagularea suspensiilor : precipitarea chimică)
Traverse XIV, 50, XV, 122
Trăznet II M, 97
Trecători pentru peşti XXII, 737
Troposferă II M, 90
Tub capilar (v. capilaritate)
— de curent III, 155
— **Venturi** II, 86, III, 202
Tunel navigabil XVI 175
**Turazza** XX, 572
Turbiditate II, 78, III, 272 XV, 103
Turbine XI, 799, 806, 817, 859, 882
Turbion III, 164
Turboambreiaj XI, 865
Turbocuplu XI, 862
Turbofrînă XI, 866
Turbulenţă rugoasă III, 184
Turbureală (v. turbiditate)

## Ţ

**Ţimbarevici** XVIII, 414
**Ţisereli** XIII, 1023, 1026

## U

Udări (irigaţii) XXI, 647, 656
Umiditate absolută II M, 95
— relativă II M, 95
Umiditatea aerului II M, 95
— pămîntului IV, 291
— solului XX. 553
Undă III, 236
— călătoare III, 236
— de inundaţie III. 237
— de presiune III, 211
**Uniform Building Code** XII, 931
Unităţi pentru energie şi putere XVIII, 288
— stuficole XXIII, 784
Utilaj pentru compactarea pămînturilor la baraje X, 762
Uzină hidroelectrică XVIII, 67, 337
— hidroelectrică cu pompaj XVIII, 287, 304, 323
— maree motrice XVIII, 285

## V

Val II M, 94, III, 238, XVII, 251, 265
— de pămînt XIV, 33
Valoarea echivalentă VII, 476
— reziduală VII, 479
Vane XI, 887, XVIII, 441
Vapori de apă I, 11, IIM, 90
Vărsarea apelor uzate în emisar XXV. 1132
**Vedernikov** XXI, 680
**Velikanov** II, 82, XV, 86
**Ven te Chow** II, 36
**Venturi** II, 86, III, 202
Venturimetru III, 202
Viitură II, 64, IIM, 96, V, 420
— torenţială (v. proces torenţial)
Viscozitatea apei I, 14, III, 174
Viteză complexă III, 161
— conjugată III, 161
— critică II, 80, XV, 101
— de deplasare a valului III, 239
— de derivă XVII, 230
— de infiltraţie II, 57
— de intrare în prize IX, 593
— de neeroziune XXI, 677
— de neînămolire XXI, 678
— de relaxare III, 174
— medie III, 155
Vivieră XXII, 767
Vînt IIM, 93, III, 193
— de gradient IIM, 93
Vîrtej III, 169, 235
**Vladimirescu, I.** II, 31, 50, 67, XIX, 511
Voal de etanşare X, 749
**Vogt** X 698 XVIII, 390, 393
**Vogt-Axnes** XVIII, 392
Volumul util al acumulării XVIII, 345
Vortex XXIV, 924

## W

**Wacek-Universal** XXII, 767
**Weber** III, 275
**Weissbach** XXV, 1015
**Wesseling şi Van der Molen** XX, 600
**Westergaard** X, 699, 708
**White** III, 184
**Wiesner** XXII, 767
**Winkler** XII, 896
**Wolf** XV, 113
**Wolfsholz** XII, 924
**Wundt** II, 55
**Wussow** II, 49
**Wyman** X, 749

## Z

**Zak** XXV, 1039
**Zamarin** III, 252, XV, 103
Zăpadă II, 50, II M, 96

**Zegzda** III, 187
Zid de dirijare IX, 623
— de sprijin XII, 953
**Ziegler** X, 716
Zonă pătratică III, 184
— prepatratică III, 184
Zonari de teren XX, 557
Zone caracteristice ale curbelor de sarcină XVIII, 329
— de acumulare XIV, 17
— de protecție sanitară VI, 460, VIII, 535, XXIV, 834
Zooplancton I, 22

Bun de tipar: 17.12.1970, Coli de tipar 72,25, planșe 2
C.Z. 626 (075.8)

Intreprinderea poligrafică „Informația" str. Brezoianu nr. 23 — 25